



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.



## Grundförstärkning i Gamla Stan, Stockholm

Håkan Bohm  
Ulf Stjerngren

INSTITUTET FÖR  
BYGGDOKUMENTATION

Accnr 81-0655

Plac *See*

R  
AW



R39:1981

GRUNDFÖRSTÄRKNING I GAMLA STAN, STOCKHOLM

Håkan Bohm  
Ulf Stjerngren

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 740056-7  
från Statens råd för byggnadsforskning till Stockholms  
fastighetskontor.

I Byggforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R39:1981

ISBN 91-540-3490-6

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

LiberTryck Stockholm 1981 152272

## INNEHÅLL

ÖVERSIKTSPLAN .....	6
FÖRORD .....	7
1. SAMMANFATTNING .....	9
1.1 Bakgrund .....	9
1.2 Undersökningar .....	10
1.3 Jordlagerbeskrivning .....	14
1.4 Husgrundläggning .....	15
1.5 Grundvatten .....	15
1.6 Sättningar och skador .....	16
1.7 Sidorörelser .....	19
1.8 Grundförstärkning .....	22
1.9 Grundförstärkningskostnader .....	24
1.10 Finansiering .....	25
2. INLEDNING .....	27
3. BAKGRUND .....	33
3.1 Historik .....	33
3.2 Byggnadernas standard .....	43
3.3 Ägoförhållanden .....	43
3.4 Stadsplan .....	43
4. GRUNDLÄGGNINGSTEKNISKA UTREDNINGAR .....	49
4.1 Allmänt .....	49
4.2 Utförda utredningar .....	50
4.3 Redovisning .....	56
5. GEOLOGI OCH JORDARTER .....	63
5.1 Geologisk-historisk bakgrund .....	63
5.2 Jordlagerbeskrivning .....	63
5.3 Medeltida strandlinjen .....	71
5.4 Äldre grundrester .....	75
5.4.1 Radioaktiva dateringar .....	76
6. GRUNDVATTEN .....	81
7. DJUPBYGGNADSBEGRÄNSNING .....	85
8. SIDORÖRELSE .....	87
8.1 Tidigare sidorörelser .....	87
8.2 Inklinometermätningar .....	89
8.2.1 Metodik och omfattning .....	89
8.2.2 Slutsatser .....	91
8.3 Optisk längd- och vinkelmätning .....	94
8.3.1 Metodik och omfattning .....	94
8.3.2 Slutsatser .....	96
8.4 Mätning mot metallstång .....	97
8.4.1 Utförande och omfattning .....	97
8.4.2 Mätresultat .....	99
8.5 Inmätning av koordinatpunkter .....	101
8.6 Mätningar i tunnelbanestationen .....	101
8.6.1 Omfattning och utförande .....	101
8.6.2 Resultat .....	102
8.7 Pällutningar .....	102
8.8 Kajer .....	107

8.9	Fortsatta mätningar .....	108
8.10	Sammanfattande slutsatser .....	109
9	HUSGRUNDLÄGGNING .....	111
9.1	Undersökningsmetodik .....	111
9.2	Redovisning .....	111
9.3	Grundläggning .....	114
10	SÄTTNINGAR OCH SKADOR .....	119
10.1	Allmänt .....	119
10.2	Mätningmetodik och omfattning .....	119
10.2.1	Sättningar i byggnader .....	121
10.2.2	Marksättningar .....	123
10.3	Sättningssskador .....	125
10.3.1	Skadornas omfattning .....	125
10.3.2	Skadeinventering .....	126
10.3.3	Skadeorsaker .....	129
10.4	Vibrationer .....	136
10.4.1	Utförda mätningar .....	136
10.4.2	Resultat av mätningarna .....	137
11	NYBYGGNADSGRUNDLÄGGNING .....	139
12	GRUNDFÖRSTÄRKNINGSBEHOV .....	145
13	GRUNDFÖRSTÄRKNINGSTEKNIK .....	149
13.1	Allmänt .....	149
13.2	Generella tekniska problem .....	150
13.3	Frysning .....	154
13.4	Vatteninfiltration .....	155
13.5	Undergjutning .....	156
13.6	Kapning av träpålar och undergjutning .....	157
13.7	Pålning .....	157
13.7.1	Pålelement och skarvar .....	158
13.7.2	Slagning och neddrivning .....	160
13.7.3	Stålpålars bärrighet .....	163
13.7.4	Korrosion .....	166
13.8	Lastöverföring .....	168
13.9	Övriga metoder .....	170
14	GRUNDFÖRSTÄRKNINGSKOSTNADER .....	171
14.1	Allmänt .....	171
14.2	Några projekt .....	171
14.3	Schablonkostnader .....	172
14.4	Totala kostnader .....	177
14.5	Kostnadssynpunkter .....	179
15	FINANSIERING .....	183
16	GENOMFÖRANDE AV GRUNDFÖRSTÄRKNINGAR .....	185
16.1	Allmänt .....	185
16.2	Grundförstärkningsplan .....	186
16.2.1	Förutsättningar .....	186
16.2.2	Förslag .....	188
17	KOMPLETTERANDE SYNPKTER .....	191
18	REFERENSER .....	195
SUMMARY	.....	197



BILAGA 1	Horisontalrörelsemätningar med inklinometer och geosond i Gamla Stan .....	201
BILAGA 2	Mätning av horisontalrörelser i byggnader med mekometer och teodolit .....	239
BILAGA 3	Mätning av horisontalrörelser mot metallstång i kv Proserpina .....	265
BILAGA 4	Rörelsemätningar inom tunnelbanestation Gamla Stan .....	281
BILAGA 5	Korrosion på stålplålar i Gamla Stan .....	295
BILAGA 6	Provbelastning av plålar i Gamla Stan .....	321

# GAMLA STAN





## FÖRORD

Gamla Stan är ett av landets mest betydande byggnadsminnen. En förutsättning för att hela stadsdelen skall kunna bevaras är att byggnader med sättningssskador grundförstärks. Orsaken till skadorna är att inom strandområdena har grundläggningen av de gamla husen utförts på uttippad, delvis organisk fyllning. I regel står grundmurarna på en rustbädd av trä, ofta i kombination med träpålar. Genom landhöjningen har den organiska fyllningen och äldre trägrunder lyfts över vattenytan och förmultnat. Därför sjunker dessa byggnader och spricker sönder.

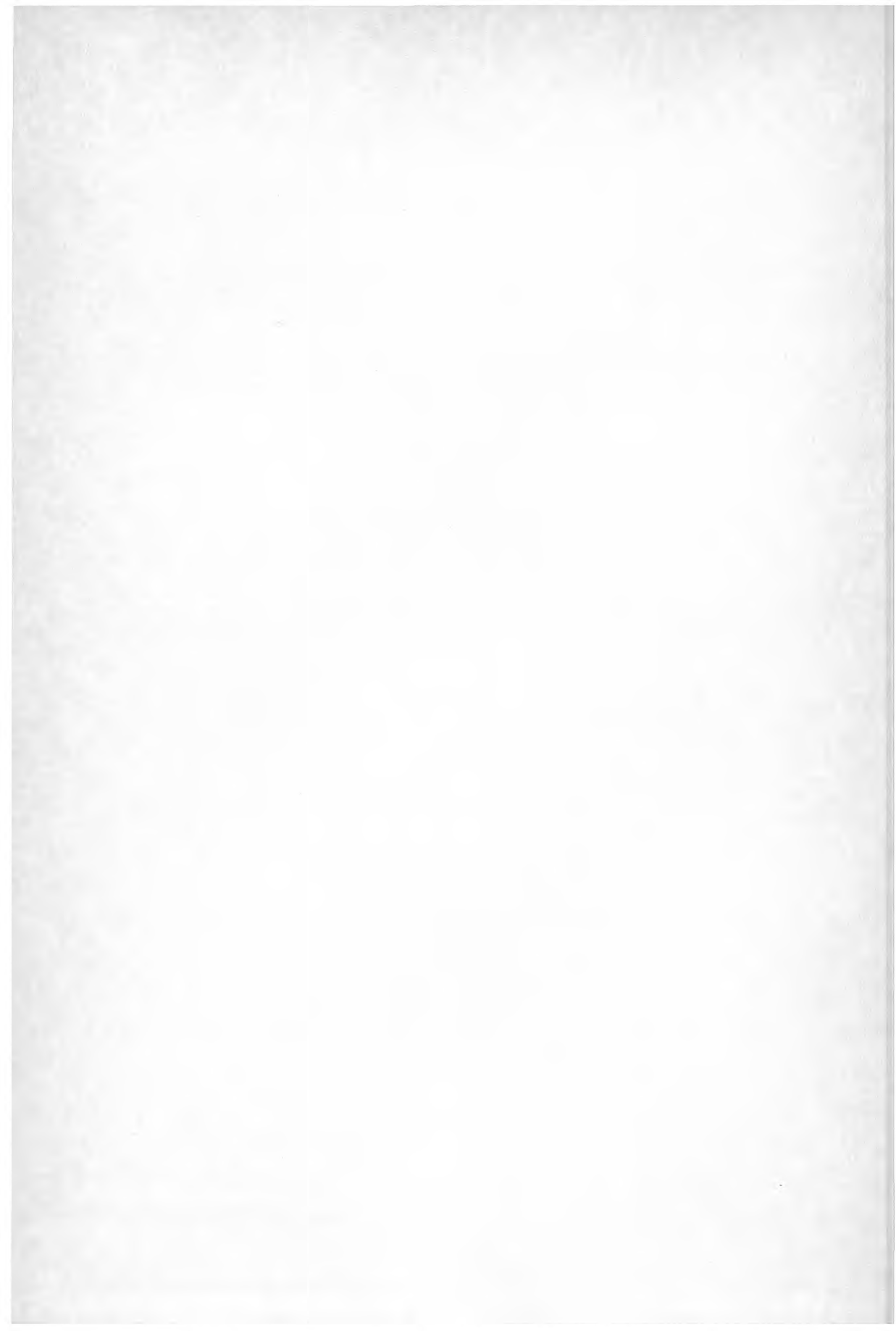
Under 1900-talet har ett sextiotal hus grundförstärkts. Använda metoder har i vissa fall ej varit bra. Med stöd från Statens Råd för Byggnadsforskning påbörjade fastighetskontoret år 1975 ett forskningsprojekt kallat "Grundförstärkningsmetodik för byggnader på utfyllt mark i Gamla Stan". Parallellt härmed utför fastighetskontoret en utredning om grundläggningsförhållandena i Gamla Stan, vilken skall pågå fram till år 1984. Eftersom byggnaderna snabbt förstörs och merparten av resultaten nu föreligger har det känts angeläget att lämna denna rapport, trots att rörelsemätningarna ej är avslutade. I denna rapport redovisas resultatet av båda dessa arbeten. Forskningsuppdraget leddes tidigare av överarkitekt Arthur Löwe. Efter dennes pension 1978 övertogs ledningen av uppdraget av 1:e ingenjör Håkan Bohm som tillsammans med Ulf Stjerngren, AB Jacobson & Widmark, har skrivit denna rapport. Som framgår av kapitel 2 har även andra personer, företag och institutioner deltagit i utredningarna. Ett varmt tack till alla medverkande framförs härmed.

Utredningen visar att det finns metoder för grundförstärkning av sättningssskadade byggnader. Kostnaderna är dock höga, varför alla goda krafter måste samverka för att rädda Gamla Stan. Låt inte husen "riva sig själva" - grundförstärk!

Stockholm i december 1980

STOCKHOLMS FASTIGHETSKONTOR  
Saneringsavdelningen

Stig Johnson





## GRUNDFÖRSTÄRKNING I GAMLA STAN, STOCKHOLM

## 1. SAMMANFATTNING

1.1 Bakgrund

För Gamla Stan har ett stadsplaneförslag framlagts i vilket bebyggelsen i sin helhet betecknas som kulturhistoriskt värdefull. Därför skall bebyggelsen vårdas och bevaras. Utanför Väster- och Österlånggatorna finns dock många byggnader som fått så allvarliga sättningssskador att de måste grundförstärkas.

När Stockholm grundlades på 1200-talet var Stadsholmen knappt hälften så stor som den är idag. Staden förlades på holmens högsta plåtå och omgavs av en stadsmur som följde Prästgatans och Baggensgatans sträckning. När staden omkring år 1300 hade byggts ut innanför denna stadsmur började man uppföra hus på de obebbyggda strandområdena. Utanför dessa slängdes avfall av alla slag i sjön. Den uppgrundning som därav följde utnyttjades snart metodiskt för att vinna byggnadsmark.

Huvuddelen av den nuvarande byggnadsmarken utvanns under 1600-talets förra del. Endast ett mindre parti utfylldes i början av 1700-talet. Fyllnadsmassorna har skiftande sammansättning och innehåller sand, grus, trä- och växtdelar, brandrester, hushållsavfall och skräp. Tyngre byggnader inom detta område grundlades därför på träpålar och/eller trärustbäddar.

Det dröjde länge innan den äldre trähusbebyggelsen ersattes med stenhus. Först i slutet av 1500-talet kan Stadsholmen betraktas som "stenstad". 1600-talet sätter en avgörande prägel på Gamla Stan. Förändringarna började med en brand 1625 som ödelade Stadsholmens sydvästra del. Uppbyggnaden av brandområdet skedde efter en ny regleringsplan. De enklare husen längs Skeppsbron ersattes med mer påkostade byggnader.

Det var ofta dyrt men även besvärligt att riva äldre byggnads- och grundkonstruktioner. De gamla grundkonstruktionerna med källare och grundmurar utnyttjades, där så var möjligt, i de nya byggnaderna. Med undantag av de västra kvarteren finns därför i många hus medeltida murverk som i några fall är flera våningar höga.

Under 1700-talet skedde inga större regleringar i den borgerliga bebyggelsen. Enstaka byggnader uppfördes visserligen; men huvudsakligen moderniserades 1600-talets byggnader vilka ibland även påbyggdes. Samtidigt utökades gårdsbebyggelsen genom till- och påbyggnader.

Under 1800-talet förslummades bebyggelsen till stor del. Någon avsevärd nybyggnadsverksamhet har ej kommit till stånd sedan slutet av detta sekel.

Flera byggnader, belägna inom de utfyllda strandområdena, erhöll tidigt stora sättningssskador, t.ex. i kv Pluto på 1730-talet och i kv Achilles på 1840-talet. Orsaken till skadorna var bristfälliga grundkonstruktioner, sättningar i fyllningen och röta i rustbäddar och träpålar genom landhöjningen.

De första grundförstärkningarna - på 1920-talet - utfördes genom att pålarna kapades under grundvattenytan och de gamla grundmurarna undergöts. Under 1930-talet utfördes de första grundförstärkningarna med tryckpålar. Denna metod, som blev dominerande i Gamla Stan, har i en del fall varit otillfredsställande vilket föranlett utveckling av nya förstärkningsmetoder.

Sedan stadsfullmäktige år 1967 beslutat om riktlinjer för upprustning av Gamla Stan började man att rusta upp och modernisera många byggnader. Flera hus upprustades under 1900-talet utan att man samtidigt förstärkte grunden. Byggnadernas moderniseringsgrad framgår av fig 1.

Det expertutskott för samordning av upprustningsverksamheten som stadsfullmäktige tillsatt började samtidigt utreda tekniska och ekonomiska frågor. Bland annat genomfördes översiktliga djupborrningar och detaljundersökning av några enskilda byggnaders grundläggning. Skador på byggnader inom fyllnadsområdet tydde på att, förutom sättningar, möjligen också sidorörelser pågår. År 1974 beviljade Statens Råd för Byggnadsforskning (BFR) ett anslag (400.000 kr) för utredning av rörelsernas förlopp och lämplig grundförstärkningsmetodik. År 1978 genomfördes första delen av detta forskningsprojekt och en delrapport författad av A Löwe med titeln "Bevara Gamla Stan" publicerades. BFR har senare anvisat ytterligare 450.000 kr för forskningsprojektet.

Ett flertal byggnader i Gamla Stan har utsatts för förhållandevis stora och ojämna sättningar och därigenom allvarligt skadats. I många byggnader är skadorna så stora att det inom en snar framtid kan bli mycket svårt att genomföra grundförstärkingar och att reparera skadorna.

Fastighetskontoret fann det därför angeläget att påskynda och komplettera forskningsarbetet med översiktliga undersökningar och utredningar. Under åren 1978-80 har fastighetsnämnden anvisat totalt 4,25 Mkr. Resultatet härav presenteras i sammanfattning i denna rapport. Forskningsprojektet och tidigare utredningar har medtagits, t.ex. den historiska beskrivningen ovan som är ett koncentrat ur A Löwes delrapport.

Huvuddelen av bebyggelsen i Gamla Stan är i privat ägo. Dock ägs en stor byggnadsvolym av staten (se fig 2).

## 1.2 Undersökningar

I Gamla Stan har under 1900-talet många geotekniska undersökningar och mätningar utförts, i regel för enskilda fastigheter. Resultaten härav har sammanställts systematiskt och kompletterats med nya översiktliga geotekniska undersökningar. Dessutom har horisontal- och vertikalrörelser i byggnader och jord mätts. Syftet med undersökningarna har varit att få en allmän översikt av grundläggningsproblematiken i Gamla Stan. Undersökningarna har i huvudsak följande omfattning.

### *Geotekniska undersökningar*

- sondering och provtagning från gatunivå med kedjematad hammarborr och foderrörsborrning (ca 75 borrhål)

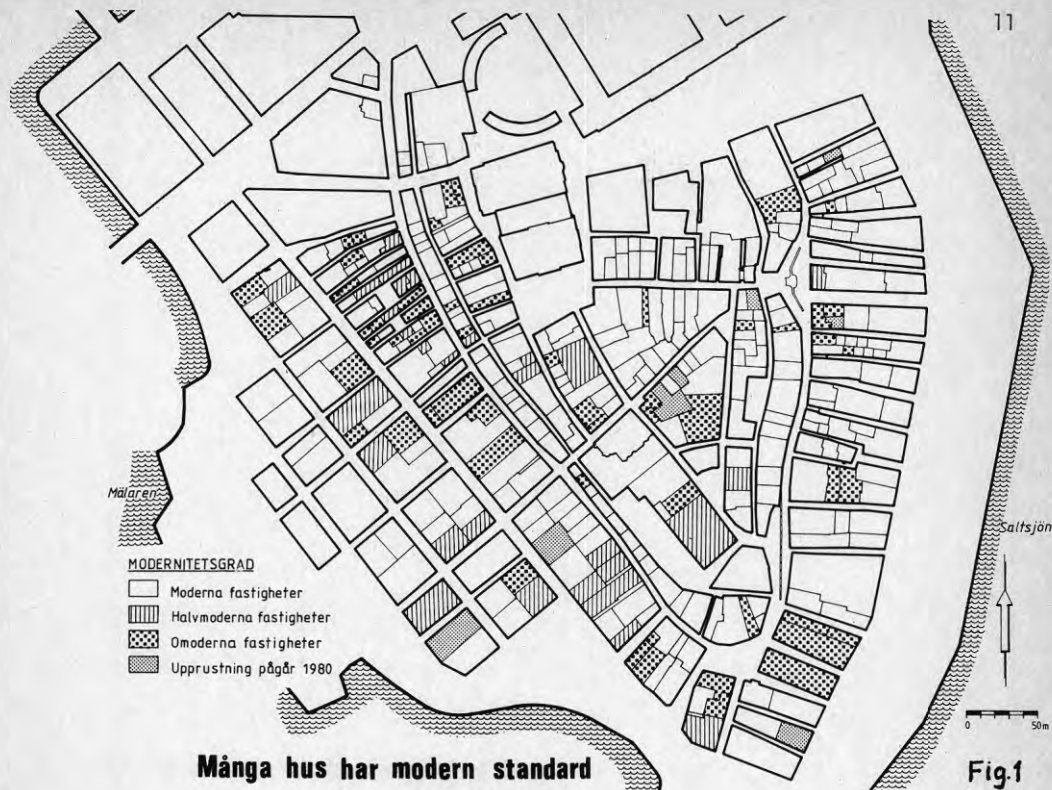


Fig.1

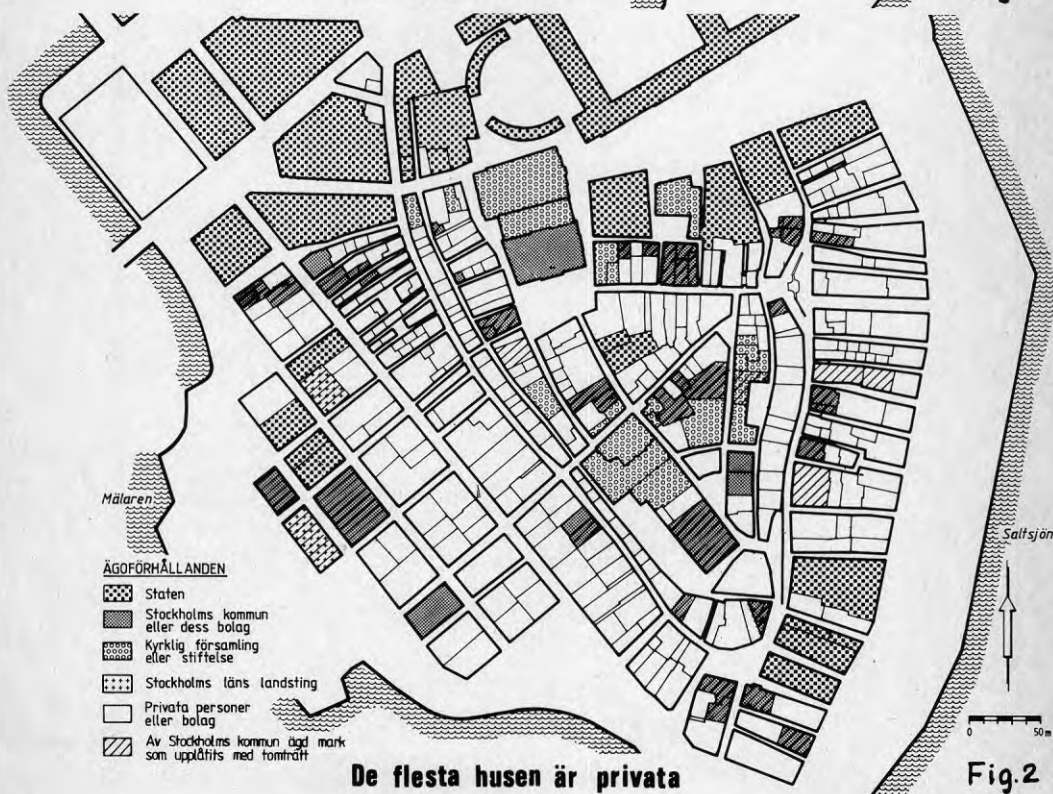


Fig.2

- provgropar (ca 350 st)
- sondering och provtagning från källare med handhållen utrustning
- korrosionsundersökning (ca 25 lokaler)
- grundvattenmätning (ca 20 mätpunkter)

#### *Mätningar*

- sättningsmätningar genom precisionsavvägning av sättningsdubbar (ca 1.300 st) och med mätklockor
- mätning av horisontalrörelser med Mekometer (optiskt mätmetod), inklinometer, vinkelmätning, metallstång och genom koordinatbestämning av mätpunkter

#### *Övrigt*

- inventering (arkivstudier)
- ekolodning av angränsande vattenområden
- åldersbestämning av träprover
- teknisk-ekonomisk uppföljning av grundförstärkningsarbeten
- skadebesiktningar

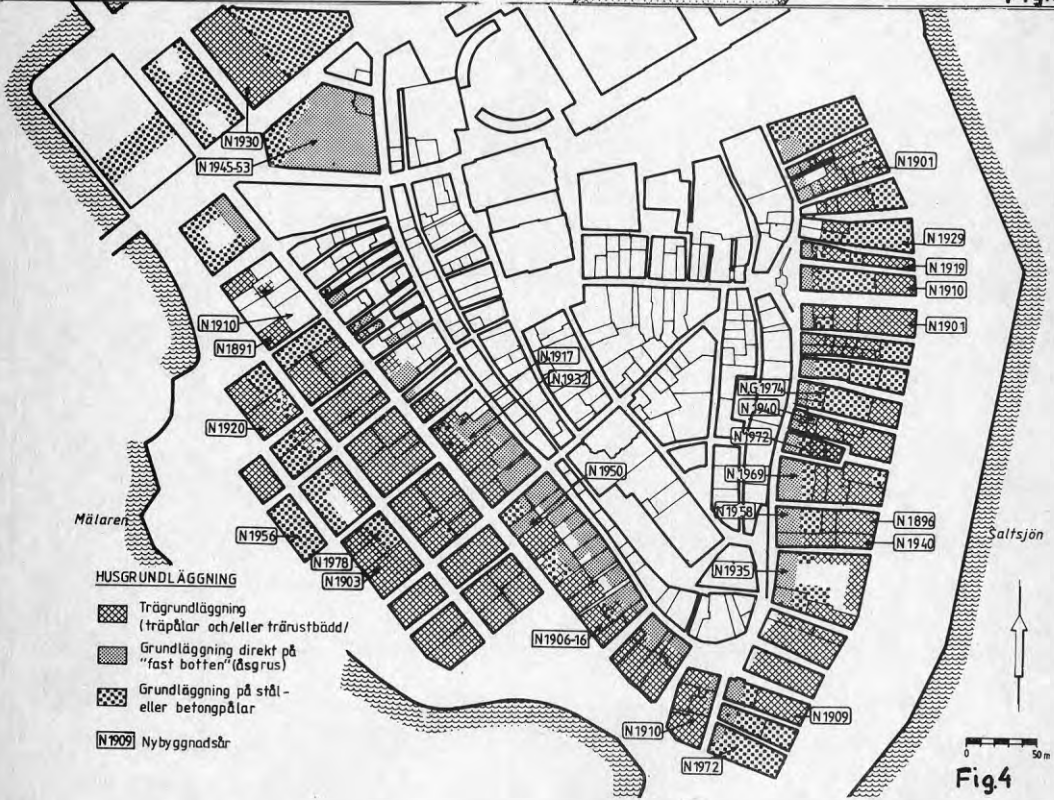
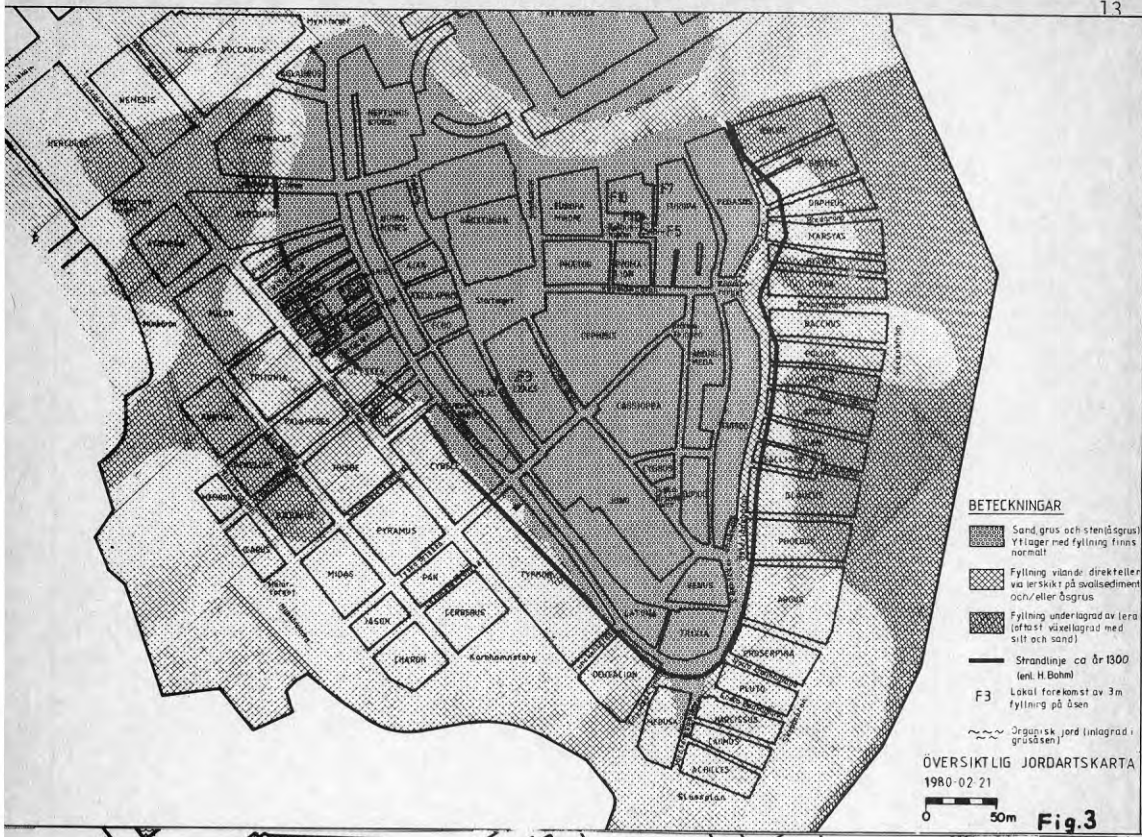
Systematiska undersökningar har utförts av fastighetskontoret under senare år i fem etapper enligt följande

- |           |   |
|-----------|---|
| 1967 - 69 | Ca 40 borrhål till berg mellan Skeppsbron och Österlånggatan med tung borrarutrustning.   |
| 1974      | D:o för västra sidan (ca 10 borrhål).   |
| 1967 - 76 | Undersökningar för ca 50 enskilda byggnader (provgropar, sondering, provtagning, sättningsmätningar).   |
| 1975 - 80 | Mätningar av horisontal- och vertikalrörelser (del av BFR-projekt).   |
| 1978 - 80 | Översiktlig borrhållning och provtagning med tung borrarutrustning (23 borrhål), provgropar (ca 45 st), korrosions- och grundvattenmätningar samt fortsatta rörelsemätningar. |

Samtliga undersökningar har sammanställts enligt följande.

- jordartskarta
- husgrundläggningsplaner
- borrhållningar (planer, sektioner)
- provgropar (planer, sektioner)





- sättningskador (planer, beskrivningar)
- rörelsemätningar (planer, diagram)
- arkeologiska kartor (med register), Stadsmuséets och Riksantikvarieämbetets sammanställning
- övriga undersökningar (radioaktiva dateringar, provpålning m.m.).

Tillförlitligheten i redovisat material varierar och sammanhänger främst med kvaliteten hos och mängden av utförda undersökningar. Som exempel på "kvalitetsrestriktioner" kan nämnas:

- sjunkande fixpunkter
- svårtolkade sonderingar
- bristfälliga provgröpar
- svårtolkade eller helt obefintliga arkivuppgifter.

### 1.3 Jordlagerbeskrivning (fig 3)

Stadsholmen är geologiskt sett en grusås, en del av Brunkebergsåsen. Asgruset vilar på berg vars överyta normalt ligger 10-40 m under markytan, lokalt ca 5 m. Längs stranden överlagras åsmaterialet av ett mer eller mindre mäktigt fyllningslager ("kultur-lager") som utlagts successivt och under lång tid. Även på åsens höjdparti finns på vissa ställen fyllning med normalt högst 2 å 3 m tjocklek. Mellan fyllningen och åsgruset finns lokalt dels skikt med utsvallad friktionsjord (silt-sand) och dels lerskikt. Lokala lerkörtlar kan också förekomma i åsen. Åsytan sluttar tämligen brant nedåt både mot väster och mot öster. Största lutningen finns inom det norra avsnittet mot öster.

Fyllningsområdet gränsar mot den centrala delen av Stadsholmen strax innanför den medeltida strandlinjen (från ca år 1300). Fyllningen närmast denna linje består i huvudsak av grus eller sand från åsen som utlagts på det låga strandpartiet. Fyllningen begränsas i stort sett av de båda långgatorna utom i nordväst där gränsen ligger utanför Västerlånggatan.

Fyllningens tjocklek tilltar ut mot vattnet. Inom kvartersmark är den mot Skeppsbron högst 10 å 15 m och inom västra delen av Stadsholmen högst 15 å 20 m. Fyllningen är heterogen och innehåller lera, sand, grus, trä- och växtrester, ben, byggnadsrester, dy, hushållsavfall och annat avskräde.

Den medeltida strandlinjen har lokaliserats från de utförda grundundersökningarna. Dessa tyder på att strandlinjen låg något längre bort från de nuvarande kajerna än vad Hans Hansson angivit (fig 39).

## 1.4 Husgrundläggning (fig 4)

### *Centrala delen*

Där grusåsen går i dagen eller ligger nära markytan, dvs. i stort sett innanför den medeltida strandlinjen, saknas i regel uppgifter om hur husen är grundlagda. Normalt är husen där grundlagda på grusåsen, i enstaka fall på fyllning av åsmaterial. I en del byggnader kan svagheter finnas i grundläggningen, såsom lerlinser, äldre kulturlager, hålrum och bristfälliga grundmurar.

### *Strandområdena*

Grundläggningen av byggnaderna inom fyllnadsområdet framgår i stora drag av speciella husgrundläggningsplaner vilka fastighetskontoret låtit upprätta. En förenklad version av dessa har redovisats på fig 4. Äldre byggnader närmast den medeltida strandlinjen är i regel grundlagda på rustbädd av trä, ofta i kombination med grundläggning direkt på åsen. Intill nuvarande stränder har normalt trärustbädd använts, ofta i kombination med träpålar.

Omkring sekelskiftet år 1900 grundlades flera nybyggnader på träpålar men enstaka byggnadsdelar placerades direkt på fyllning. Träpålarna är oftast så djupt avskurna att inga allvarliga rötangrepp till följd av grundvattensänkning ännu inträffat.

Från år 1929 utnyttjades normalt betongpålar antingen slagna eller tryckta. I kv Midas nr 6 har en nybyggnad grundlagts med stålpålar till berg.

I en del fall har pålarna stoppat i ett fastare lager i åsen eller på hinder i fyllnadsmassan utan att genomtränga underliggande lösare lager. Detta gäller särskilt äldre träpålar och tryckpålar av betong.

### *Tidigare grundförstärkningar*

Förhållandevis många byggnader har sedan 1920-talet grundförstärkts. Behovet av ytterligare grundförstärkningar är mycket stort, större än alla tidigare utförda grundförstärkningar sammantagna. Den i början vanligaste förstärkningsmetoden för träpålade byggnader var att kapa pålarna ca 0,5 m under grundvattennivån och undergjuta grundmurarna med betong. Från 1930-talet till mitten av 1970-talet har dock metoden med nedtryckta pålelement av betong dominerat. Grundförstärkning med rälspålar har använts för enstaka byggnader. Åren 1978-80 grundförstärktes åtta byggnader med stålpålar. Där djupet till grusåsen är litet har undergjutning ibland kombinerats med jordinjektering.

## 1.5 Grundvatten

Samtliga grundvattenmätningar har sammanställts i förenklad form. De flesta mätningar har varit kortvariga. Man har t.ex. i provgropar mätt grundvattennivån vid ett tillfälle, dvs. när groparna grävdes. Undantag är sex långtidsobservationer i kvarteren Apollo 7 och Luna 2, 3, 5 vid mitten av Skeppsbron. Här har mätningar skett under åren 1968-74. I kv Daedalus nära Mälar-

torget har likaså långtidsobservationer (1971-74) utförts. Underlaget för en analys av grundvattenförhållandena är således mycket magert. Flera långsiktiga mätningar har därför igångsatts.

Inom fyllnadsområdet varierar grundvattennivån mellan ca +0,6 och ca -0,6. Den normala variationen på östra sidan är mellan +0,2 och -0,4 medan normalvärdena på västra sidan är något högre, ca +0,4 till ca -0,2.

Grundvattenbildningen styrs på ett avgörande sätt av Saltsjön och Mälaren vars karakteristiska vattenstånd är följande.

#### Saltsjön (år 1974)

HHW	+0,66
MHW	+0,32
MW	-0,27
MLW	-0,71
LLW	-0,95

Saltsjöns vattenstånd sjunker relativt landet i takt med landhöjningen (ca 40 cm per 100 år).

#### Mälaren

	före reglering 1901-1942	reglerad 1943-1967	1968-
MHW	+1,61 (år 1924)	+1,01 (år 1944)	+1,01
MHW	+0,80	+0,64	+0,61
MW	+0,28	+0,27	+0,31
MLW	-0,09	+0,03	+0,21
LLW	-0,40 (år 1939)	-0,24 (år 1959)	-0,09

HHW = högsta förekommande vattenstånd under mätperioden  
 MHW = medeltal av varje års högsta vattenstånd under mätperioden  
 MW = medeltal av vattenstånden varje dag under mätperioden  
 MLW = medeltal av varje års lägsta vattenstånd under mätperioden  
 LLW = lägsta förekommande vattenstånd under mätperioden

På östra sidan följer vattennivån i fyllningen Saltsjöns nivå med viss eftersläpning. Saltsjöns vattenstånd varierar dock mer än grundvattennivån. På västra sidan verkar grundvattnet på motsvarande sätt följa Mälarens nivå. Normalt påverkar dock vattenståndet i Saltsjön även grundvattennivån i jorden på västra sidan.

Grundvattensänkning till följd av landhöjning kommer att inträffa där Saltsjön bestämmer grundvattentytans nivå. Mälarens regleringar har inneburit att dess lågvattentyta höjts (jfr tabell ovan).

### 1.6 Sättningar och skador

#### *Centrala Stadsholmen*

Inom den centrala Stadsholmen består jorden av en grusås. Grundläggingsförhållandena är där normalt bra. Åsens ytlager kan dock ha störts genom schaktning och utfyllning. Dessutom kan lokala svagheter i form av lerkörtlar och lösa skikt finnas. Även inom





Fig 5. Exempel på svår sättnings-skada.

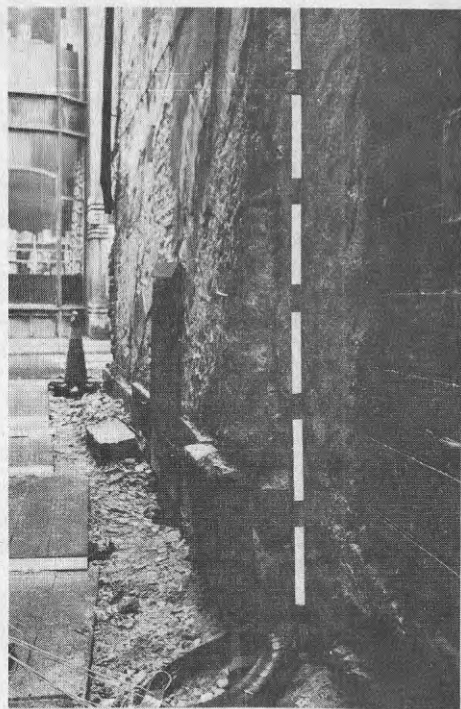


Fig 6. Muren buktar ut, till följd av sättning.

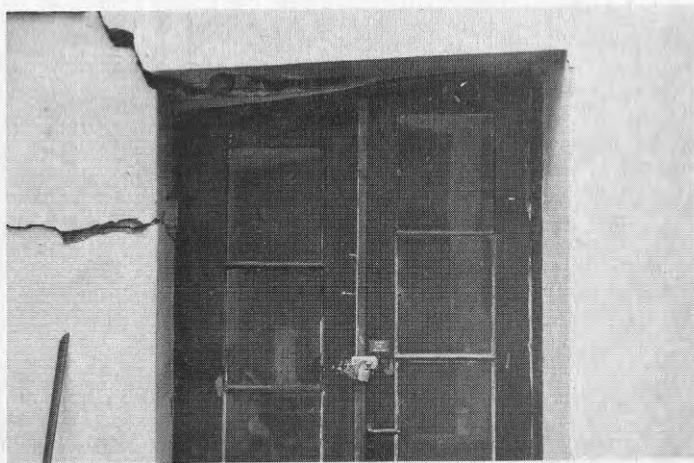


Fig 7. Dörr har måst hyvlas av till följd av ojämn sättning.

"grusåspartiet" har därför många byggnader spruckit men skadorna är i allmänhet små. I enstaka byggnader kan dock stora sättningar förekomma varför sättningsmätningar har påbörjats i dessa hus.

#### *Strandområdena i väster, söder och öster*

Den organiska substansen i fyllningen förmultnar när den genom landhöjningen lyfts ovan grundvattenytan. Motsvarande nedbrytning, fastän i långsammare takt, pågår även i de djupare fyllnadslagren under vattenytan. Därigenom har många byggnader som är grundlagda direkt i fyllningen skadats genom stora och ojämna sättningar. Sättningarna har förvärrats genom att byggnaderna lagts på rustbädd som förmultnar. Även träpålar som sticker upp ovan grundvattenytan har i stor utsträckning förmultnat med åtföljande sättningar. Ofta förekommer en blandning av olika grundläggningsmetoder inom enskilda byggnader, ibland i kombination med äldre grundkonstruktioner, vilket medför att risken för stora och ojämna sättningar är större än normalt. Sättningar inträffar även genom att pålarna ej alltid slagits till fast botten.

Sättningarna i äldre, ej grundförstärkta byggnader utvecklas ofta snabbt, normalt 1-4 mm/år, i vissa fall 5-10 mm/år. Även grannfastigheter kan erhålla stora sättningar vid grundläggningsarbeten och rivningar. Dessa stora och ojämna sättningar har gett och ger upphov till omfattande byggnadsskador såsom sprickor, deformationer i murverk och bjälklag, skeva fönsterbågar och dörrar, buktande väggar. Lutande hus förekommer rikligt. Skadorna är i många byggnader mycket svåra (se fig 5-7) men döljs ofta av i sen tid utförda renoveringar.

Byggnadsskadorna är värst nära den medeltida strandlinjen på grund av att byggnaderna här har blandad grundläggning, dels på åsgrus och dels i fyllning med eller utan trärust. Denna kombination orsakar normalt stora ojämna sättningar. Där skadorna är värst ligger grusåsens överyta mellan nivåerna  $\pm 0$  och  $-5$ . I allmänhet är rustbäddarna här belägna högre än längre ut mot stranden där träpålar har använts i större utsträckning.

Allvarliga skador finns även vid övergången mot grusåsen där byggnaderna är grundlagda på den lutande åsytan. En orsak här till kan vara för låg säkerhet mot grundbrott genom senare påbyggnader. I vissa fall kan grundmurarna ha otillräcklig bredd eller ej ha nedförts tillräckligt djupt. Grundmurarna kan också vara för klena eller ha förskjutits i sidled.

Skadorna är således i många byggnader mycket svåra. Ytterligare rörelser kan med tiden förorsaka mindre eller större ras. Denna risk ökar där det även finns andra byggnadsskador (sönderrosta-de ankarjärn, rötskadade bjälkändar) eller där försvagande ombyggnader utförts.

## 1.7 Sidorörelser

### Tidigare sidorörelser

Byggnader inom de utfyllda strandområdena har tidigare förskjutits ut mot vattnet. Inträffade husskador samt förekomst av lutande träpålar tyder på detta. Indikationerna är tydligast inom skeppsbrokvarteren på östra sidan men även på målarsidan finns uppgifter som talar för att lokala sidorörelser ägt rum. Rörelserna bedöms ha följande orsakssammanhang.

Inom de stora utfyllnadsområdena av delvis "soptippskaraktär" måste ursprungligen stora och ojämna sättningar ha inträffat. Genom konsoliderings- och förmultningsprocesser har sättningarna så småningom avtagit men pågår fortfarande med några mm/år. Sammanpressning av fyllningen mot den lutande fasta grusåsens botten orsakade sidorörelser i jordmassorna genom plastisk deformation och krypning. Dessa rörelser ökade genom inverkan från yttre belastningar, t.ex. vid grundläggning av byggnader i fyllningen med eller utan rustbädd.

Vid pålgrundläggning utsattes pålarna för horisontalkrafter varvid en del snedställdes. Genom pålarnas dåliga inspänning och det låga sidostödet i fyllningen ökade horisontalkrafterna successivt varvid lutningen ökade ytterligare.

En annan viktig orsak till horisontalrörelser i byggnader är de förskjutningskrafter som uppkommer genom stora och ojämna sättningar, främst i hus nära den medeltida strandlinjen där grundläggningen är blandad på åsgrus och i fyllning. När husen börjar luta pressas byggnadens övre del mot intilliggande hus. Genom "dominoeffekt" fortplantas den uppkomna horisontalkraften till övriga hus i kvarteret och medför härigenom en serie av horisontella förskjutningar. Principerna framgår av figur 8.

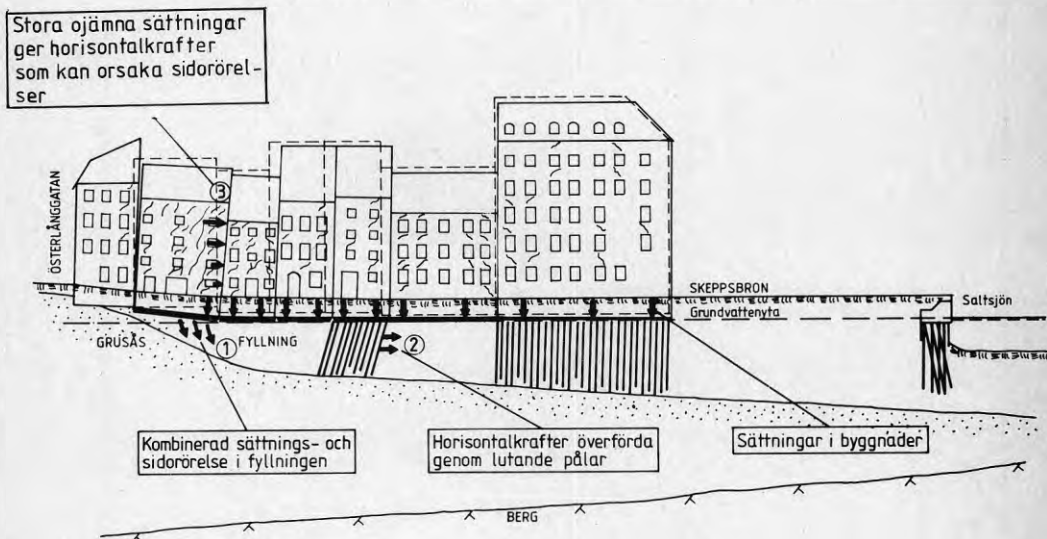


Fig 8. Principer för uppkomst av horisontalrörelser i jord och byggnader.

Horisontella tryckkrafter i murverken kan även uppkomma när skjuvdeformationerna vid ojämna sättningar blir så stora att murverket ökar i volym i skjuvzonen (dilatans). De därigenom alstrade tryckkrafterna kan på olika sätt överföras i murverken till angränsande byggnader, t.ex. genom valvverkan. En förutsättning är att sättningarna är större vid kvarterets eller byggnadens mitt än vid ändpunkterna. Ett exempel härpå är kv Proserpina där valvverkan uppstått mellan delen på grusåsen mot Järntorget och den träpålade delen mot Skeppsbron. På grund av valvbildningen pressas byggnadsdelen närmast Skeppsbron ut mot Saltsjön.

Ovanstående förklaring till att horisontella rörelser har inträffat är självfallet förenklad. Bilden kompliceras av flera andra faktorer, inte minst av äldre grundrester från byggnader och försvarsverk och av hur skjuvkrafter upptas i fyllningen etc.

#### *Pågående sidorörelser*

Väsentliga frågor har varit om sidorörelser fortfarande pågår och om dessa är av sådan storlek att de har praktisk betydelse vid val av grundförstärkningsmetod. Därför har under senare tid följande mätningar av horisontalrörelser i jord och byggnader utförts (se även fig 12).

- inklinometermätningar (från år 1971)
- optisk avståndsmätning med Mekometer (från år 1975)
- vinkelmätningar med teodolit (från år 1976)
- mätning med metallstång (från år 1975)
- inmätning av koordinatpunkter (från 1960-talet)

Inklinometermätningarna visar att det ej finns några tydliga indikationer på pågående utglidning av utfyllda partier mot omgivande vattenområden. Vissa utböjningar av mätroren har uppkommit men dessa bedöms främst ha orsakats av påhängskrafter genom sättningar i fyllningen.

Mätningar i vissa byggnader utmed Skeppsbron med Mekometer, teodolit och metallstång indikerar att små sidorörelser kan pågå i kvarteren på Skeppsbrovidan. Mätningarna är dock för översiktliga och kortvariga för att man säkert skall kunna bedöma rörelsernas storlek och tidsförlopp. Den genomsnittliga rörelsen i aktuella mätpunkter har uppskattats till 1 å 2 mm/år för den gångna femårsperioden.

Sammanfattningsvis kan sägas att förutsättningar för små sidorörelser finns i vissa byggnader med svag grundläggning på Skeppsbrovidan. Hittills utförda mätningar ger dock ej tillräckligt underlag för några säkra slutsatser. Både teoretiska bedömningar och praktiska mätningar talar för att rörelsernas storlek kan variera såväl inom området i stort som inom enskilda kvarter. Dessutom kan rörelserna ha skett språngvis i tiden.

Frågan om rörelsernas storlek och orsakssammanhang är viktig varför fortsatta mätningar planeras bli utförda. Oavsett resultatet



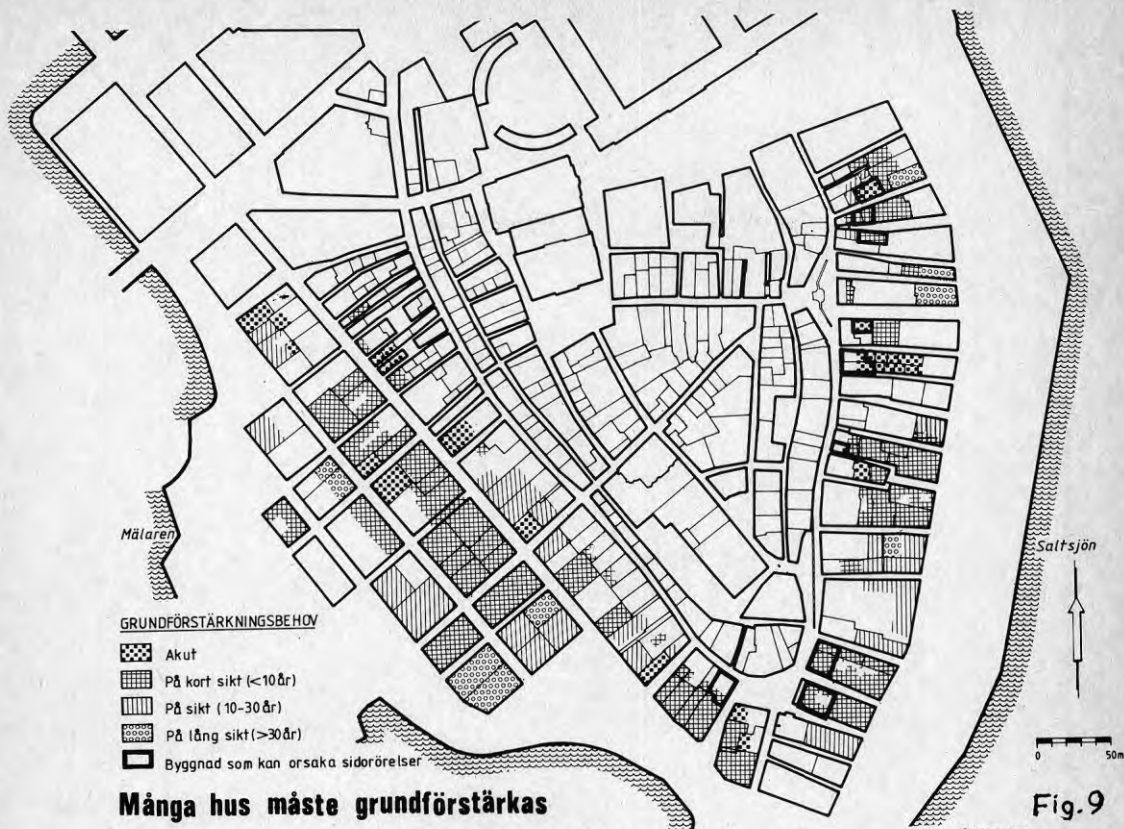


Fig. 9



Fig. 10



av de framtida mätningarna bör dock grundförstärkningar utföras för att minska eller helt eliminera ytterligare husskador. En viktig åtgärd är att snarast grundförstärka de byggnader som genom pågående ojämna sättningar bedöms medföra betingelser för sidorörelser (jfr fig 8 och 9).

## 1.8 Grundförstärkning

### *Centrala delen*

Behovet att grundförstärka byggnader grundlagda på åsen innanför långgatorna bedöms totalt sett vara litet. Några byggnader med svag grundläggning behöver sannolikt grundförstärkas. Samtliga byggnader har besiktigats utvändigt och sättningsmätningar har påbörjats i vissa byggnader. En bedömning av grundförstärkningsbehovet kan göras när ytterligare mätresultat föreligger. Grundförstärkning inom fastmarksområdet är - med Gamla Stans mått mätt - förhållandevis enkelt och utförs normalt genom att bristfälliga murar förstärks och undergjuts.

### *Strandbebyggelsen*

Utanför Väster- och Österlånggatorna finns ett stort grundförstärkningsbehov. De stora och ojämna sättningarna i husen, i vissa fall kombinerade med horisontala förskjutningar, medför uppenbar risk för omfattande husförstörelse om ej grundförstärkningar utförs. I vissa fall kan även ras befaras. En preliminär bedömning av grundförstärkningsbehovet har redovisats på fig 9.

Tidsmässig klassindelning av byggnader med grundförstärkningsbehov.

- akut behov av grundförstärkning (inom 5 år)
- på kort sikt behov av grundförstärkning (inom 10 år)
- på sikt behov av grundförstärkning (10-30 år)
- på lång sikt behov av grundförstärkning (efter 30 år), vissa hus kan klara sig utan förstärkning.

I några kvarter, främst på östra sidan, finns vissa byggnader som kan orsaka sidorörelser (jfr ovan). Av detta skäl är snar grundförstärkning angelägen. Dessa byggnader är särskilt markerade på fig 9.

Klassindelningen påverkas av flera mer eller mindre osäkra och svårbedömda faktorer, såsom sättningarnas hastighet och variation, byggnadens kondition, jordarts- och grundläggningsförhållanden samt grundkonstruktionens utformning och kondition. Bedömningen av grundförstärkningsbehovet försvåras av att dessa faktorer för många hus är mer eller mindre osäkra. Speciellt viktigt är tillförlitliga sättningsmätningar. När flera års resultat från de år 1979 påbörjade mätningarna föreligger kan i vissa fall bedömningen behöva ändras.

Med hänsyn till att ytterligare skador kan uppstå är det generellt sett angeläget att grundförstärkning utförs så snart som möjligt. En del grundförstärkningar kan behöva utföras tidigare, t.ex. i samband med övrig upprustning eller när grannfastigheten grundförstärks. Å andra sidan kan i vissa fall grundförstärkningen vänta, t.ex. om mätningarna visar att rörelserna är långsammare än förväntat.

Vid grundförstärkning används normalt pålning och undergjutning. Fig 10 visar ungefär var dessa metoder kan tillämpas. Undergjutning väljs där djupet till "fast botten" är litet och grundvattenproblemen vid schaktning är överkomliga. Metoden innebär att grundmurarna nedförs till fast botten med en etappvis utförd betongundergjutning.

För några Skeppsbrofastigheter kan en lokal höjning av grundvattenytan genom infiltration vara lämplig att pröva för att förhindra framtida rötangrepp i rustbädd och pålskallar.

Vid större fyllnadstjocklek används olika typer av pålar såsom rörformade stålplålar, krysspålar av stål och borrade stål kärnpålar. Metoden att kapa träpålar under vattenytan bör i allmänhet ej användas i Gamla Stan. Tryckpålar av betong är endast användbara där grundförhållandena är gynnsamma, dvs inom områden med lättforcerad fyllning.

Det är mycket viktigt att pålarna nedförs genom fyllningslagret. Vid pålningshinder bestående av stockar och dylikt måste därför ofta förborrning göras för pålarna.

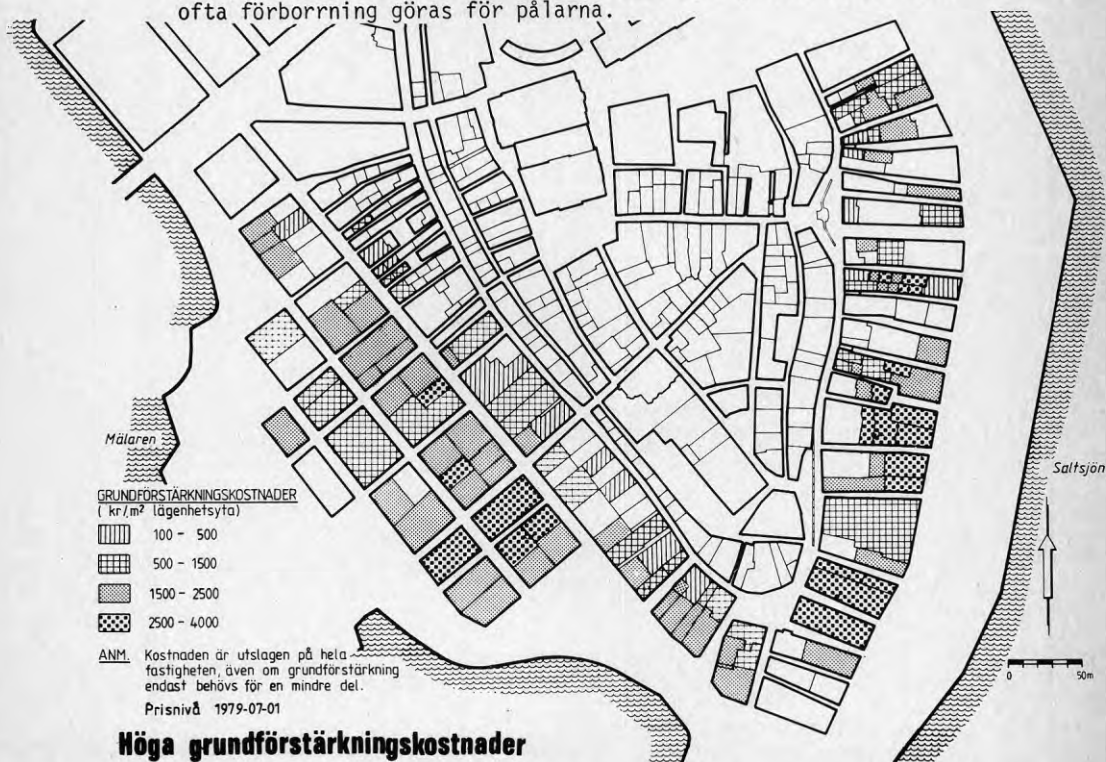


Fig 11. Grundförstärkningskostnader

Det är önskvärt men ofta ej möjligt att samordna geotekniska utredningar och grundförstärkningar för flera eller samtliga hus inom ett kvarter. Detta gäller speciellt där husen har gemensamma grundmurar, dvs. där grundförstärkning av enstaka objekt kan skada grannfastigheterna. Dessutom reduceras ofta grundförstärkningskostnaderna.

Innan beslut fattas om hur grundförstärkning skall utföras bör en noggrann geoteknisk undersökning utföras.

### 1.9 Grundförstärkningskostnader

Kostnaderna för nyligen utförda grundförstärkningar i Gamla Stan har följts upp. Därigenom har det blivit möjligt att preliminärt beräkna totala grundförstärkningskostnader för de ca 120 fastigheter för vilka behov av grundförstärkning bedöms föreligga. Denna kostnad beräknas i dagens penningvärde uppgå till följande belopp uttryckt i miljoner kronor (Mkr).

Ägare/grundförstärkningsbehov	Standard			Summa Mkr
	Omoderna	Halvmoderna	Moderna	
<u>Staten</u>				
Grundförstärkning inom 10 år	14,5			14,5
Grundförstärkning inom 30 år eller längre			8,5	8,5
Totalt för statliga hus				23,0
<u>Kommun</u>				
Grundförstärkning inom 10 år	9,5	0,5	8,0	18,0
<u>Landstinget</u>				
Grundförstärkning inom 10 år			3,0	3,0
<u>Privat ägo</u>				
Grundförstärkning inom 10 år	20,0	19,5	64,0	103,5
Grundförstärkning inom 30 år eller längre	10,5	4,5	54,0	69,0
Totalt för privatägda hus				172,5
Samtliga totalt	54,5	24,5	137,5	216,5

En summering av grundförstärkningskostnader efter angelägenheter

Snarast behov av grundförstärkning (akut behov och "stjälpande hus")	21,5 Mkr*
Övriga inom 10 år	<u>117,5 Mkr</u>
Totalt inom 10 år	<u>139 Mkr</u>
Inom 30 år	60,0 Mkr
Inom 60 år eller längre	<u>17,0 Mkr</u>
Total kostnad för grundförstärkning	ca <u>216 Mkr</u>

\*Häri ingår 5 Mkr för grundförstärkning av byggnader som kan orsaka sidorörelser, s.k. "stjälpande hus".

Av ovanstående framgår att

- inom 10 år behövs totalt ca 140 Mkr, varav ca 20 Mkr omedelbart
- därefter under ytterligare ca 20 år behövs ca 60 Mkr
- därefter behövs ca 17 Mkr
- inom 10 år behövs ca 104 Mkr för att finansiera grundförstärkning av privata fastigheter och ca 36 Mkr för grundförstärkning av fastigheter ägda av det allmänna.

Kapitalbehovet är sålunda ca 14 Mkr/år de första 10 åren och sedan i genomsnitt högst ca 3 Mkr/år. Helst skulle många grundförstärkningar utföras så tidigt som möjligt, vilket kan medföra att det årliga kapitalbehovet blir större i början.

### 1.10 Finansiering

Många byggnader som behöver grundförstärkas i Gamla Stan kan enligt nu gällande länregler ej få statliga lån. Detta gäller byggnader som idag har modern standard men även byggnader som enbart innehåller vissa lokaler (kontor m.m.).

För omoderna och halvmoderna bostäder och bostadskomplement kan man få statliga lån. Dessa beräknas i Gamla Stan på ett förhöjt låneunderlag och därjämte torde också ett under 10 år ränte- och amorteringsfritt tilläggs lån utgå. En förutsättning är härvid att förutom grundförstärkning även upprustning av ej ringa omfattning sker. Skriften "Gamla Stan - bevarande och upprustning, råd och riktlinjer" - behandlar finansieringsfrågor. Av denna framgår att den statliga finansieringen i normalfall ej räcker utan överkostnaden blir hög.

Utredning om finansieringsfrågan pågår inom fastighetskontoret.

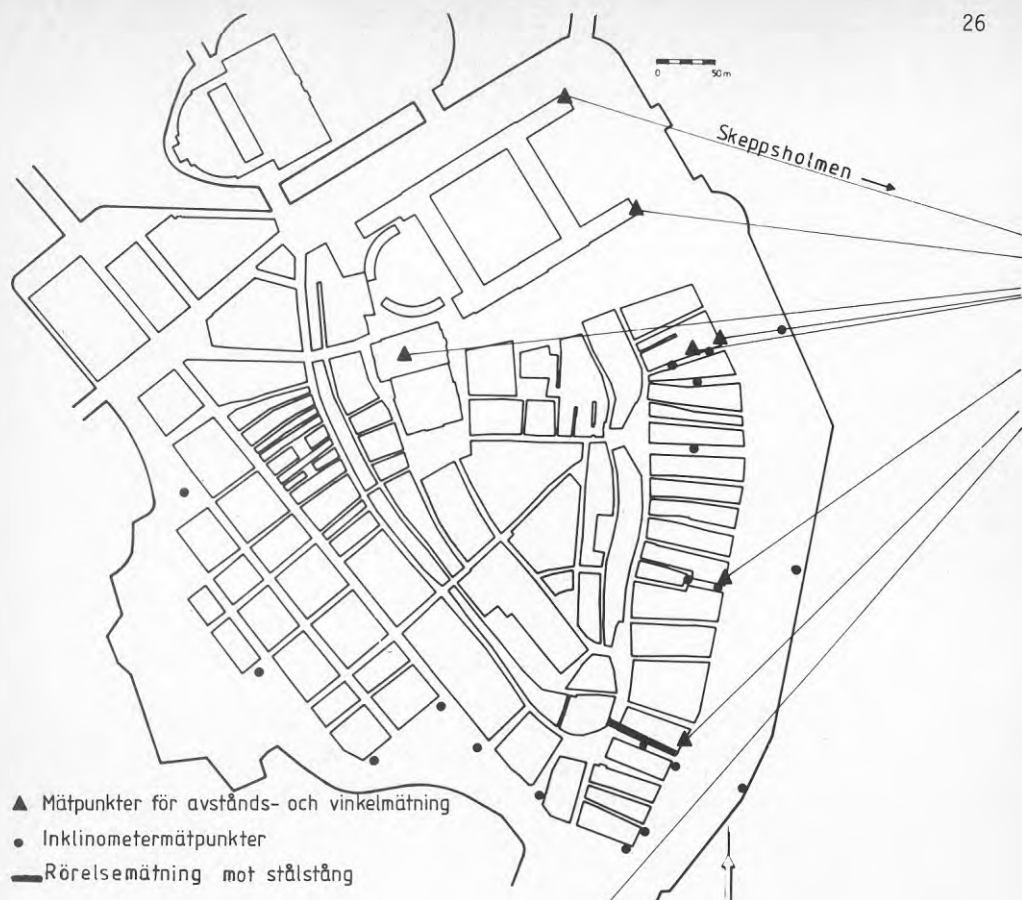


Fig 12. Mätpunkter för kontroll av horisentrörelser

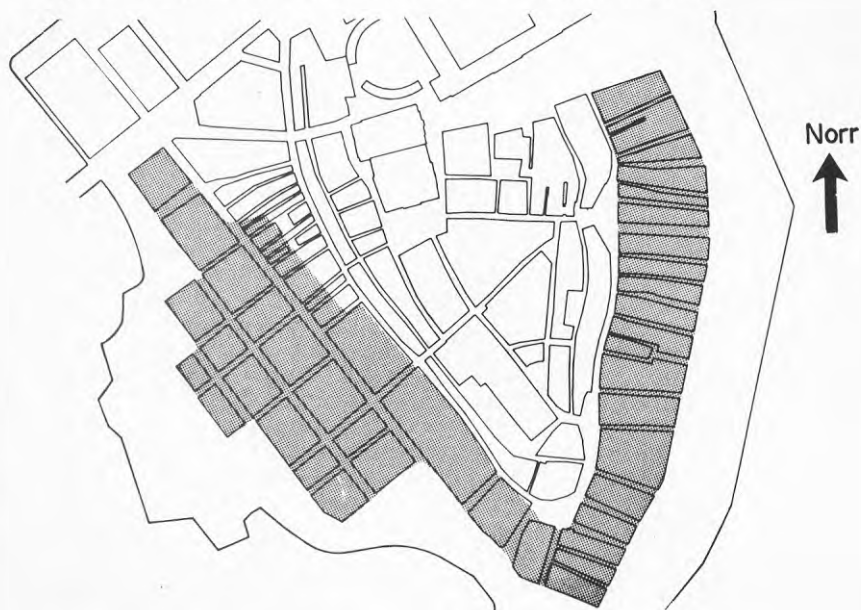


Fig 13. ■ Primärt utredningsområde



## 2 INLEDNING

*Nordens Venedig sjunker*

Stockholm, "Nordens Venedig" har också problem med sjunkande byggnader. I Stockholm finns nämligen många byggnader med grundläggning på träpålar och/eller rustbädd där virket angripits av röta med åtföljande sättningsskador. Sådana grundskador finns t ex inom Gamla Stans strandbebyggelse. Skadorna är här mycket allvarliga och svåra att klara av. Detta sammanhänger med byggnadernas höga ålder och komplicerade grundläggningsförhållanden.

Gamla Stan består av tre öar, Riddarholmen, Helgeandsholmen och Stadsholmen. Denna redogörelse behandlar Stadsholmen och begränsas - med undantag av vissa övergripande avsnitt såsom den historiska redogörelsen, den geologiska beskrivningen samt stadsplanen - till områdena utmed stränderna i sydväst, söder och sydost (se fig 13). Här ligger många byggnader som hotas att helt bli förstörda till följd av fortskridande grundskador. Även i övriga strandområden har grundskador uppkommit men dessa är i de flesta fall åtgärdade. Riddarhuset och Logårdsflyglarna i Stockholms slott har exempelvis grundförstärkts. Enstaka bräckliga husgrunder på centrala Stadsholmen finns men är inte redovisade i denna rapport enär problemen här totalt sett är små.

Utförda inventeringar har dock omfattat hela Stadsholmen. Uppgifter om grundförhållandena är dock sparsamma inom den centrala "fastmarksdelen".

För aktuellt utredningsunderlag inom Stadsholmen - "Staden mellan broarna" - används namnet Gamla Stan.

*Utredningar påbörjades 1974*

Stockholms fastighetskontor inledde år 1974 en kartläggning av grundläggningsförhållandena för Stockholm. Denna kartläggning är nu i huvudsak avslutad och har redovisats i några rapporter (se referenser). För vissa skadeområden har sedan närmare utredningar utförts. Gamla Stan är ett sådant område.

*Byggforskningen ger anslag*

Under år 1974 ingav "Expertutskottet för Gamla Stan" en ansökan om forskningsanslag till Statens Råd för Byggnadsforskning (BFR). Använda grundförstärkningsmetoder i Gamla Stan hade nämligen i vissa fall visat sig vara bristfälliga, varför forskningsarbetet syftade till att utforska bättre metoder. En avgörande fråga i detta sammanhang var om förutom sättningar även sidorörelser förekommer. Överarkitekt Arthur Löwe framförde en hypotes om att fyllnadsjorden och byggnaderna sakta rör sig mot sjön. I avsaknad av tillförlitliga mätningar hade dock denna hypotes ej kunnat verifieras. För att utröna denna för val av grundförstärkningsmetodik väsentliga fråga, startades 1975 långsiktiga horisontalrörelsemätningar. Forskningsprojektet utvidgades år 1978 och BFR har totalt anslagit 850.000 kr.

*Ny stadsplan. Byggnaderna skall bevaras och vårdas*

År 1978 framlade stadsbyggnadskontoret ett förslag till stadsplan för huvuddelen av Stadsholmen. I denna betecknas området som kulturhistoriskt reservat. Bebyggelsen skall därför upprustas och vårdas. En förutsättning härför är att många byggnader grundförstärks och en kraftfull satsning på geotekniska utredningar.

Under tidernas lopp har många geotekniska undersökningar utförts för byggnader i Gamla Stan. Fastighetskontoret har dessutom tidigare genomfört vissa mer övergripande undersökningar och sammanställde under år 1978 systematiskt alla äldre undersökningar. Kostnaden härför (700.000 kr) anslogs av kommunen. Härvid konstaterades att behov av ytterligare utredningar förelåg.

*Gamla Stan - ett riksintresse*

Fastighetsnämnden godkände 1978-09-26 ett program för kompletterande undersökningar och utredningar. Programmet omfattade åren 1979-83. Kostnaden för dess genomförande med utomstående expertis beräknades till ca 6 Mkr. Kommunens eget arbete ingår ej i dessa kostnader. Fastighetskontoret framhöll i det tjänsteutlåtande (1978-09-14) som låg till grund för beslutet följande:

"För att Gamla Stan skall kunna bevaras måste sålunda grundförstärkningar utföras. En förutsättning för att så skall kunna ske är att grundutredningar utförs. Som framgår av programmet blir det fråga om mycket stora kostnader för att genomföra fortsatta erforderliga grundundersökningar i Gamla Stan. Fastighetskontoret anser att kommunen bör ta sin del av ansvaret för vården av bebyggelsen i Gamla Stan. Med hänsyn till att bevarandet av bebyggelsen i Gamla Stan i stor utsträckning måste ses som ett riksintresse kan det inte vara rimligt att kommunen ensam skall svara för dessa kostnader. Kontoret förutsätter därför att statligt bidrag, utöver vad byggforskningsrådet hittills ställt till förfogande, kommer att utgå. Kommunen bör således hemställa hos regeringen att förslagsvis hälften av utredningskostnaderna bestrides med statliga medel."

*Grundförstärkningarna måste betalas*

"Det verkligt stora problemet i Gamla Stan är emellertid att det med nu gällande förutsättningar inte finns tillräckliga möjligheter att finansiera de grundförstärkningsarbeten som behöver utföras i byggnaderna. Finansieringsfrågan är nödvändig att lösa om Gamla Stans av grundskador hotade bebyggelse skall kunna bevaras. Även i detta fall behöver stat och kommun medverka. Fastighetskontoret avser att återkomma beträffande denna fråga."

Kommunstyrelsen beslöt 1978-12-06 hemställa hos regeringen om bidrag till hälften av utredningskostnaderna. Regeringen har 1980-05-22 beslutat avslå denna framställan.

### *Snara åtgärder behövs*

Med vissa justeringar bedöms programmet kunna genomföras inom en kostnadsram av 4,5 Mkr. Fastighetskontoret framhöll i programtexten att det är angeläget att grundutredningarna i Gamla Stan bedrivs skyndsamt. Skälet härtill är att oersättliga kulturvärden snabbt förstörs av sättningar. Utredningarna har kunnat utföras snabbare än vad som förutsattes i programmet.

Delresultat från utredningen har gjort det möjligt att initiera grundförstärkningar. Härvid har nya metoder prövats, delvis till följd av utredningen men kanske främst genom engagemang från byggherrar, konsulter och entreprenörer.

### *Grundförstärkningar - uppföljning av nya metoder*

Kommunen har börjat grundförstärka sina hus. På Skeppsbrosidan har fastigheterna kv Marsyas 10, Narcissus 4 och Cadmus 1 grundförstärkts. Dessutom har kommunen undersökt fastigheterna Medusa 3 och 4, Milon 1, 2 och 4 samt Iason 1 utanför programmet.

Staten har grundförstärkt läghusdelen av kvarteret Atomena vid Riddarhustorget. Två privata fastigheter har också grundförstärkts, Pollux 1, 2 vid Skeppsbron och Typhon 9 vid Västerlånggatan. Dessa arbeten har gett värdefulla erfarenheter om grundförstärkningsmetoder. En uppföljning med BFR-anslag av grundförstärkningen i Pollux 1, 2 initierades av denna utredning. Denna uppföljning kom sedan att omfatta även ovan nämnda grundförstärkningar i kv Atomena och Narcissus. Dessa studier har redovisats i rapport R96:1979 från byggforskningen. Uppföljning av grundförstärkningarna i kv Marsyas 10 och Cadmus 1 har skett inom ramen för detta forskningsuppdrag. Dessa uppföljningar redovisas i en separat BFR-rapport, R113:1980.

Under år 1980 grundförstärktes fastigheterna Bacchus 5 och 6, Eurydice 4 och Apollo 7. Dessa grundförstärkningar har var och en följande intressanta bakgrunder. Bacchus 6 är en gammal magasinsbyggnad som ägaren rustar upp till 3 lägenheter och tandläkarpraktik i undervåningen. Det förändrade användningssättet har gjort det möjligt att få statliga lån. Bacchus 5 gränsar till nr 6 och är delvis grundlagd på grusåsen (mot Österlånggatan). Detta medför att grundförstärkningen i Bacchus 5 är av liten omfattning, varför kostnaden ej blir betungande. Gynnsamt är också att grundförstärkningarna kan samordnas. Eurydice 4 är en byggnad med rasrisker. Apollo 7 är tidigare moderniserad och har då fått statliga lån. Ansökan om statliga lån för grundförstärkningen tillstyrktes av förmedlingsorganet men avstyrktes sen av samtliga statliga instanser. (Enligt länreglerna kan statliga lån ej utgå för enbart grundförstärkning.) En uppvaktning från fastighetsägaren (handelsbolag) hos bostadsministern ledde ej till någon ändring. Grundförstärkningen kunde dock påbörjas under 1979 beroende bl.a. på att kommunens tomträttskassa beviljade ett del-lån. Vid årsskiftet 1979/80 ändrades dessutom skattereglerna, varför finansiering av grundförstärkningen för Apollo 7 hade försvårats om den utförts senare.

### *Många har medverkat i utredningen*

I denna rapport är sammanställt såväl resultat av fastighetskontorets tidigare omfattande undersökningar som forskningsuppdraget. Fram till sin pension år 1978 leddes arbetet av överarkitekt Arthur Löwe. Han avgav en delrapport som sammanfattningsvis beskrivs i BFR-rapporten "Bevara Gamla Stan". Från 1978 till våren 1979 arbetade Arthur Löwe och Håkan Bohm tillsammans med forskningsuppdraget. Det har slutförts av den senare som även svarat för de övriga utredningar som inleddes 1978.

Denna rapport är i huvudsak författad av Håkan Bohm och Ulf Stjerngren, AB Jacobson & Widmark. Underlaget för vissa avsnitt bl a den historiska redogörelsen är hämtade från Löwes material. Underlag för avsnittet om kostnader är framtaget av Jacobson & Widmark - Hagconsult samt l:e ingenjör Karl-Erik Jansson, fastighetskontorets grundläggningssektion. Avsnittet om vibrationer från trafik är ett koncentrat av en rapport utarbetad av Geodynamik AB. Inventeringar och grundundersökningar har till största delen AB Jacobson & Widmark utfört. Avsnittet om finansiering bygger på material från fastighetskontorets bostadsbyrå. Fastighetskontorets kultursektion har bidragit med en hel del underlagsmaterial. Sidorörelsemätningar och analyser härav är utförda av Statens Geotekniska Institut, universitetslektor Göran Galvenius vid Tekniska Högskolan samt av gatukontoret. Avsnittet nybyggnadsgrundläggning och grundförstärkningsteknik bygger på ett material som ingenjör Bertil Nord, Bicon AB, tagit fram.

Självfallet har en utredning av denna storlek ej kunnat utföras utan anlitande och samråd med olika expertis i landet. Ett varmt tack till de medverkande framförs härmed. Ett särskilt tack framförs till min medförfattare Ulf Stjerngren och till ingenjör Lars Henricsson, AB Jacobson & Widmark. Den senare har deltagit i såväl innerstads- och ytterstadskarteringarna som denna utredning allt sedan år 1974. Utan hans inventeringar, sammanställningar och bildframställningar m m hade denna rapport ej kommit till.

### *Långtgående redovisning åsyftas*

Denna rapport syftar till att ge underlag för grundförstärkning av skadade byggnader. Den ger en sammanfattande och utförlig redovisning av utförda grundutredningar inom det område av Gamla Stan som kräver snara och omfattande grundförstärkningsåtgärder. Syftet är att sprida allmän information om grundläggningsfrågor i sådan utsträckning att fastighetsägarna i stora drag kan utnyttja uppgifterna i samband med grundförstärkningar.

I rapporten kan fastighetsägare, geotekniker, entreprenörer, byggnadsinspektörer, forskare men även kulturhistoriker finna delavsnitt av intresse. Trots utförligheten kommer många att sakna uppgifter just för sitt hus. I en del fall kan uppgifter hittas i basmaterialet vartill denna rapport ger en vägledning. I andra fall måste man göra kompletterande undersökningar för att få svar i speciella frågor. Rapporten kommer att följas upp med en populär sammanfattande skrift.





Fig 14 Stadsholmen omkring 1300. Rekonstruktion efter dr Hans Hanssons karta i "Stockholms stadsmurar"

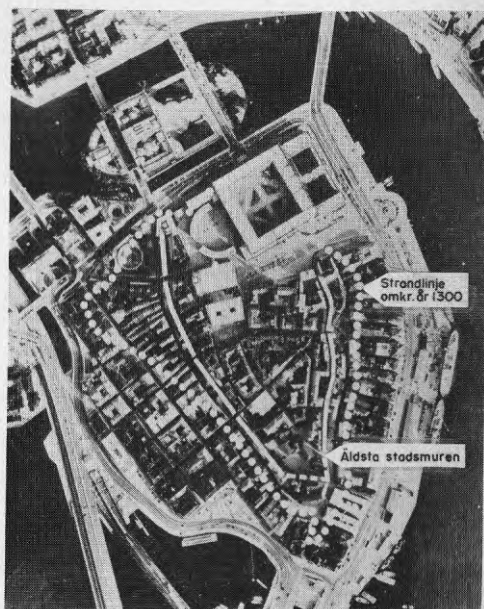


Fig 15 Stadsholmen på 1970-talet. Strandlinjens sträckning omkring år 1300 (medeltida strandlinjen) är markerad med punkter, äldsta stadsmuren med heldragen linje.





## 3 BAKGRUND

3.1 Historik

*"Birger jerl then wise man han loot Stockholms stad att byggia."*

De flesta geotekniska utredningar i Gamla Stan inleds med forskningarna beträffande jordlagrens uppbyggnad samt byggnaders tillkomst och grundläggning. Kulturhistorien kan i vissa fall ge uppgift om var pålningshinder i jorden kan förväntas. Det är därför naturligt att ge en historisk återblick. Andra faktorer av intresse i sammanhanget är stadsplan, byggnadernas standard och ägoförhållanden.



Fig 16. Stadsholmen från nuvarande Katarinaberget. Kopparstick av Hogenberg från omkring år 1570

Ankarslutare i  
Gamla Stan berättar  
om byggnader-  
nas ålder.



ca. 1600



1635



ca 1640



ca 1650



1630 1700

När Stockholm år 1253 grundlades av Birger Jarl var Stads-  
holmen knappt hälften så stor som idag (se fig 15). Staden  
förlades till holmens centrala höjdplatå. Den omgavs med  
en stadsmur, som följde nuvarande Prästgatans resp Bag-  
gensgatans sträckning. Innanför muren uppfördes en bebyg-  
gelse, som sannolikt huvudsakligen bestod av små trähus.  
På de låga strandområdena utanför stadsmuren anlades två  
längsgående gator för att man från skeppen vid stranden  
lättare skulle kunna nå de fåtaliga stadsportarna, som  
förlades till de tillgängligaste partierna i de branta  
strandslutningarna. Dessa strandgator blev senare i den  
växande staden Väster- resp Österlånggatan.

#### Utfyllning av strandområden

Det strategiska läget gjorde staden till ett lås för det  
rika Mälaronrådet. Den blev snart en betydande handels-  
plats och transitohamn. Tillväxten blev också snabb och  
redan omkring sekelskiftet 1300 var den så fullbyggd innan-  
för stadsmuren, att man började uppföra hus på de obebygg-  
da strandområdena utanför muren. De sanitära förhållandena  
i staden var enkla och avfall av alla slag gjorde man sig  
av med genom att slänga det i sjön från bryggorna som kan-  
tade stränderna. Den uppgrundning som därav följde utnytt-  
jades så småningom metodiskt för att utvinna ny byggnads-  
mark. Till denna utvidgning av holmen och dess bebyggelse  
bidrog sannolikt de oroliga tiderna, då permanent bebyggelse  
förbjöds på malmarna. Först efter Gustav Vasas befrielse-  
kamp inträdde lugnare förhållanden, så att staden kunde  
utvecklas på ett naturligare sätt. Förändringen gick emel-  
lertid långsamt och utfyllnadsarbetena kan i stort anses  
avslutade först under 1600-talet, då all nuvarande bygg-  
nadsmark utvunnits med undantag för ett mindre område i  
sydväst, som utfylldes först i början av 1700-talet. Efter  
hand som holmen och bebyggelsen utökades, flyttades befäst-  
ningslinjen längre ut mot den nya strandlinjen, vilket  
framgår av fig 38.

#### Grundläggning på trärust och träpålar

Utfyllnaden vilar i regel direkt på åsen men inom vissa  
områden på gyttja eller lerskikt som täcker åsen. Efter-  
som utfyllnaden även innehåller organisk substans utgör  
den dålig byggnadsgrund. För tyngre byggnader uppförda  
på fyllningen måste grunden förstärkas, vilket vanligtvis  
gjordes med horisontala rustbäddar av trä som bars upp av  
träpålar. Sådana förstärkningskonstruktioner förlades med  
sin översta del så långt under grundvattenytan att dessa  
även vid extrema lågvatten fortfarande var vattendränkta.

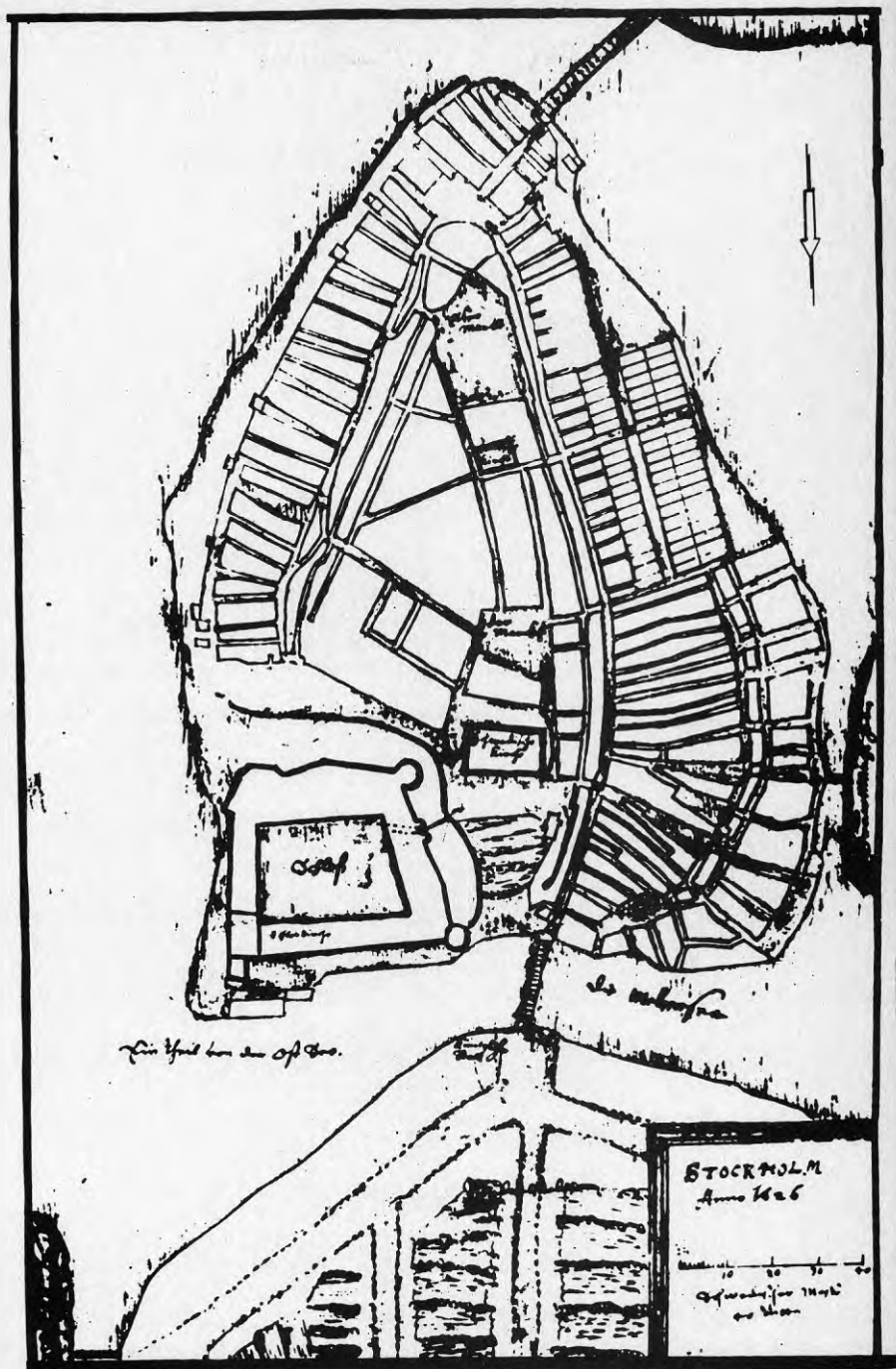


Fig 17. Regleringsplan efter branden år 1625. Kartan är upp och ner sett mot nuvarande praxis.

## 1600-talet präglar Gamla Stan



MEDELTID

Träbyggnaderna, som dominerade bebyggelsen under de första århundradena, utgjorde en stor brandfara, som förstärktes av att man använde öppen eld för uppvärmning och belysning. Eldsvådor var därför vanliga under medeltiden och blev våldsamma och fick stor spridning till omgivande bebyggelse. Det var emellertid alltför dyrt för flertalet att uppföra stenhus, varför det kom att dröja länge innan träbyggnaderna ersattes med stenhus. Ett dussintal omfattande brandkatastrofer under medeltiden förstörde stora delar av bebyggelsen. Trots att myndigheterna genom förmåner och påtryckningar försökte driva på byggande i sten kan bebyggelsen på Stadsholmen först i slutet av 1500-talet betraktas som stenstad.



MEDELTID

De stora regleringar av stadsbebyggelsen som på Gustav II Adolfs initiativ genomfördes under 1600-talet satte en avgörande prägel på Gamla Stans bebyggelse som dominerar än idag trots senare förändringar. Under 1600-talet fick landet också närmare kontakt med kontinentens stads- och byggnadskultur, vilket satte spår i utvecklingen (fig 19).

*Branden 1625*

MEDELTID

Förändringarna kan sägas ha börjat efter en brand 1625 som ödelade Stadsholmens sydvästra del. Året efter utarbetades för brandområdet en första regleringsplan som under de närmaste årtionena omarbetades och utvidgades till hela västra och norra delarna av Stadsholmen. Regleringsplanen följde den nya tidens syn på stadsplanering med stora fyrkantiga kvarter, åtskilda av raka, breda gator (fig 17). Inloppet till staden från havssidan i öster gavs också en värdigare prägel. Den enkla bebyggelsen längs Skeppsbron ersattes av påkostade byggnader med fasadlinjen närmare sjön. De togs i stor utsträckning i anspråk av rika köpmän med anknytning till sjöfarten. Palatsliknande byggnader växte också upp i de centrala delarna. Med undantag för det västra området behölls dock det medeltida trånga gatunätet.

*Medeltida murverk finns kvar*

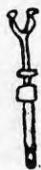
1550-90

Tidigare trodde man att de medeltida husen helt utplånades för att lämna rum för de nya byggnaderna. Oftast blev så inte fallet. Det var dyrt att riva de befintliga konstruktionerna och svårt att ta bort grundläggningarna. De gamla grundmurarna, källarna samt en stor del av murverken och bjälklagen utnyttjades därför, där så var möjligt, i de nya byggnaderna. Bortsett från de västra, senare byggda kvarteren finner man därför idag medeltida murverk i många hus, inte sällan till flera våningars höjd.



## Gamla Stan förslummas

Vid 1700-talets början dominerades byggnadsverksamheten av det nya slottsbygget. De dåliga tiderna under och efter krigen dämpade det privata byggandet, som inte kom igång på allvar förrän fram mot århundradets mitt. I den borgerliga bebyggelsen skedde dock inga större regleringar frånsett att man, efter franska förebilder, öppnade små platser här och var, där någon byggnad hade brunnit eller rivits. Enstaka nybyggnader uppfördes visserligen, men i huvudsak moderniserades 1600-talets byggnader, som ibland också försågs med en påbyggnad av en eller annan våning. I samband med de moderniseringar som vidtogs ändrade man också ofta de gamla fasaderna i enlighet med tidens smak och uppförde tillbyggnader på gårdarna för bostäder, stall och magasin.



1660-70

1800-talet inleddes liksom tidigare århundraden med lågkonjunktur och obetydlig byggnadsverksamhet. Vid århundradets mitt ökade emellertid inflyttningen till staden kraftigt och medförde en befolkningsökning som näst 1600-talets torde vara den relativt sett största i stadens historia. Under 1800-talets andra hälft tredubblades sålunda stadens folkmängd från omkring 90 000 till mer än 300 000 personer. Det befintliga byggnadsbeståndet var inte dimensionerat för en sådan explosion i boendeefterfrågan. De befintliga byggnaderna blev överbefolkade, gamla lägenheter uppdelades i ofullständiga bostadsenheter, trångboddhet uppstod och inneboendet florerade. Förhållandena blev till slut olidliga eftersom bebyggelsen saknade alla de sanitära bekvämligheter som är normala idag. Följden blev att byggnaderna förslummades och till stor del fick förfalla. Denna utveckling drabbade hela staden men inte minst Gamla Stan.



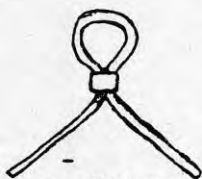
1660-90

## Rivningsförslag genomförs ej

Redan vid århundradets mitt började förslag framläggas som syftade till rivning av stora delar av Stadsholmens bebyggelse under åberopande av de dåliga bostadsförhållandena. Under praktiskt taget trekvarts sekel avlöste regleringsförslag med samma syfte varandra, ända fram till 1916. Frånsett det rimliga i kravet att bygga nya, moderna bostäder framskyntar i flertalet förslag också andra skäl av mer spekulativ karaktär, exempelvis att uppföra exklusiva byggnader i tidens stil. Man har också svårt att förstå meningen med att riva den befintliga, genom överbefolkningen förslummade bebyggelsen, då det egentligen var nybebyggelse som krävdes. Det är därför förstäligt om myndigheterna inte fattade några förhastade beslut om rivning innan planer framlagts för en utbyggnad av staden som rimligen borde äga rum på malmarna, där tillgången på lämplig byggnadsmark var god.



ca 1750



ca 1850

Regleringsplaner för malmarna påbörjades också i början av 1860-talet vilket man kan se som en direkt följd av det mest kända rivnings- och nybyggnadsprojektet för Gamla Stan, vilket byggmästaren A E Rudberg 1862 framlade. Denne fick nämligen uppdraget att utarbeta regleringsplanerna för malmarna. Utbyggnaden av malmarna kom, sedan planerna

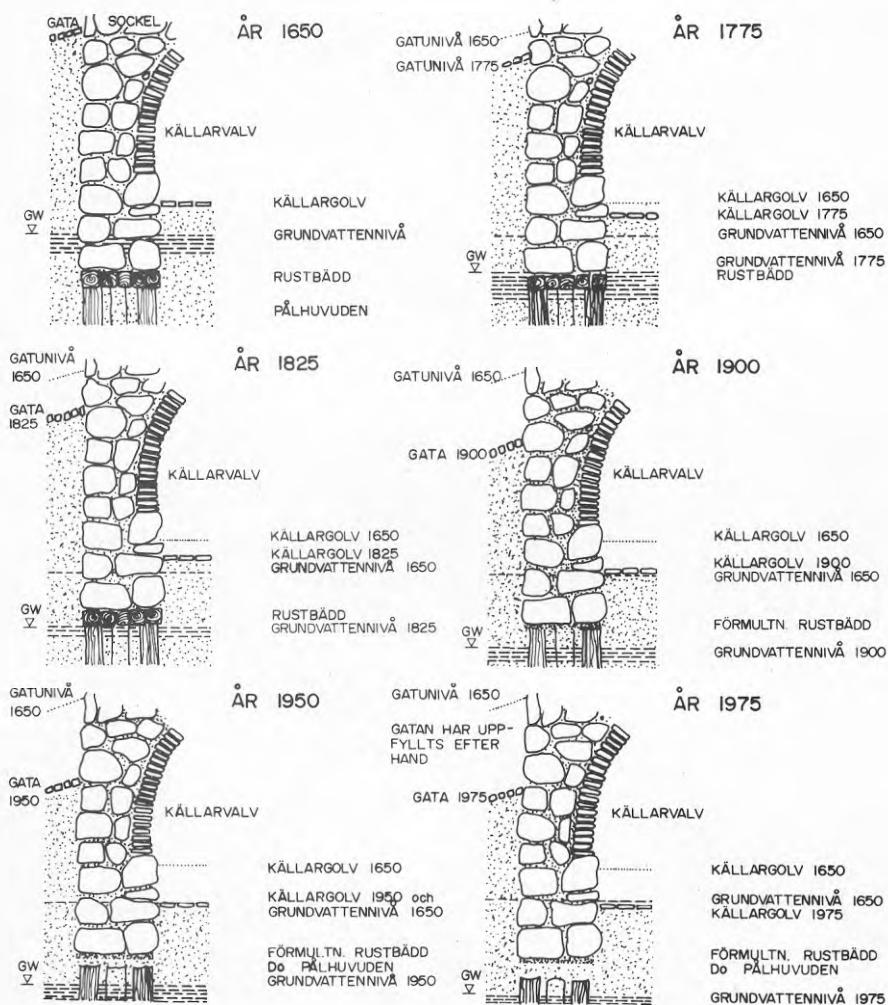


Fig 18. Typisk sektion genom källarmur i hus som uppförts ca 1650 och grundlagts med rustbädd och pålar av trä. Landhöjningen har lyft huset så att trägrundens övre del kommit över grundvattennivån. Den har då förmultnat liksom den organiska substansen i fyllnadsjorden. (Upprättad av A. Löwe)

omarbetats och fastställt, igång under 1800-talets sista decennier. Trångboddheten lättades och därmed också angreppen på de hygieniska bristerna i Gamla Stans bebyggelse. Man fortsatte ändå en tid att framlägga förslag att riva stora delar av Gamla Stans bebyggelse men då med andra motiv, antingen för den moderna mekaniserade trafiken eller för att bygga palatsliknande ämbetsbyggnader eller lyxbetonade bostadshus i historiska stilar. Någon betydande nybyggnadsverksamhet kom dock inte till stånd vare sig under 1800-talet eller 1900-talet med undantag för enstaka byggnader för statlig administration och bostäder.

Det fanns flera anledningar till denna återhållsamhet. Redan före sekelskiftet 1900 torde man ha förmärkt sättningar i hus på den utfyllda marken. Rev man ett hus på fyllnadsmarken hotade grannhusen i de radiella kvarteren att störta in, eftersom byggnaderna stöttade varandra. Sannolikt bedömdes det vara lika dyrt och besvärligt att riva och bygga nya hus på de små tomterna vid de trånga gatorna som att rusta upp de befintliga byggnaderna. Eftersom man då inte hade någon praktisk och ekonomiskt tillfredsställande metod att avhjälpa skadorna blev resultatet att man begränsade åtgärderna till ett nödtorftigt avvaktande underhåll som kan tolkas som ett uppehållande försvar.



Fig 19. Tessinska palatset vid Slottsbacken byggt åren 1694-1705.

### *Upprustningar inleds*

Vid 1800-talets slut började dessutom en historisk pietet växa fram, som krävde hänsyn till gångna tiders byggnadskultur. När därför en stadsfullmäktigeledamot år 1916 i en motion begärde en regleringsplan för Gamla Stan som skulle innebära att en stor del av bebyggelsen revs, blev visserligen hans önskemål om en plan tillgodosett, men programmet för den arkitekttävling för regleringen, som kommunen beslöt och som kom till stånd 1923, fick ett annat innehåll än det av motionären avsedda. Enligt tävlingsprogrammet skulle gatunätet och den kulturhistoriskt värdefulla bebyggelsen utmed gatorna bevaras, medan viss gårdsbebyggelse fick rivas för att ge ljus och luft till kvarterens inre.

De små och omoderna byggnaderna vid de trånga gränderna, hårt förslitna och många med allvarliga grundskador, tilldrog sig då inte längre något intresse från ekonomisk synpunkt. Flertalet fastigheter var privatägda och ägarna saknade i många fall de ekonomiska resurser som krävdes för att återställa byggnaderna i gott skick och modernisera dem. Särskilt gällde detta för byggnaderna med skadad grundläggning. Samfundet S:t Erik tog därför under 1930-talet, i samverkan med enskilda och stadens myndigheter, i arkitekttävlingens anda initiativ till upprustning och modernisering av ett flertal byggnader i kvarteret Cepheus, beläget på centrala höjdpaltan intill Stortorget. Upprustningen kom också till stånd åren före andra världskrigets utbrott med ekonomiskt stöd från både enskilda och kommunen. Kriget satte kort därefter stopp för vidare upprustningar, men när sviterna därav övervunnits kom upprustningsverksamheten ändå inte igång på allvar trots att även staten beslutat medverka i det ekonomiska stödet till samfundets upprustningsverksamhet.

### *Gamla Stan skall bevaras*

Kommunen tillsatte därför 1960 en kommitté för att utreda saneringsfrågan, kallad 1960 års kommitté för Gamla Stan. Kommittén avgav två betänkanden, 1962 och 1965. De riktlinjer för bevarandet och upprustningen som i betänkandena lagts fram antogs av kommunfullmäktige 1963 och 1967. Kommittén hade dock inte behandlat de tekniska problemen, bland vilka grundförstärkningen var en förutsättning för att byggnaderna skulle kunna bevaras och sättas i stånd på ett från kulturhistoriska synpunkter önskvärt sätt.

Omedelbart efter fullmäktiges beslut i mars 1967 tillsattes i enlighet med beslutet "Expertutskottet för Gamla Stan" med uppgift att samordna och organisera saneringsarbetet. Fullmäktige uppdrog åt finansborgarrådet att förhandla med staten om medverkan vid det ekonomiska stöd som erfordrades för att initiera upprustningar. Någon sådan medverkan kom dock inte till stånd förrän när riksdagen fattat beslut om statligt ekonomiskt stöd 1974.

1973 överlämnade expertutskottet till kommunstyrelsen en redogörelse för den pågående verksamheten och redovisade i samband därmed synpunkter på det fortsatta arbetets inriktning (kommunstyrelsens utlåtande och memorial, bilag 1973/64). Huvudmålet är därvid mot bakgrund av att i princip all bebyggelse i Gamla Stan är kulturhistoriskt värdefull att upprustningen bör ske med bevarande av bebyggelsens särprägel.



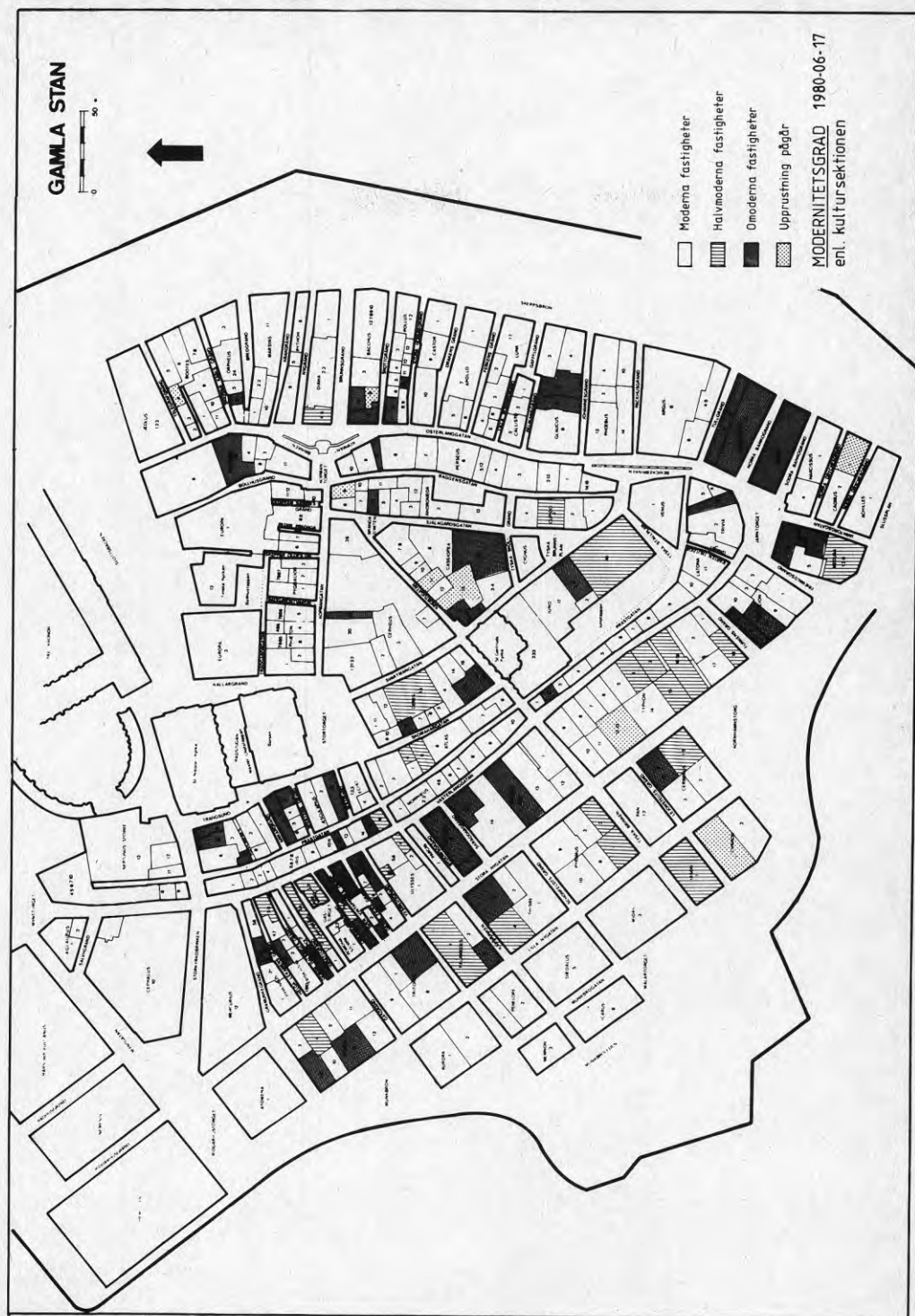


Fig 20. Byggnaders modernitetsgrad.



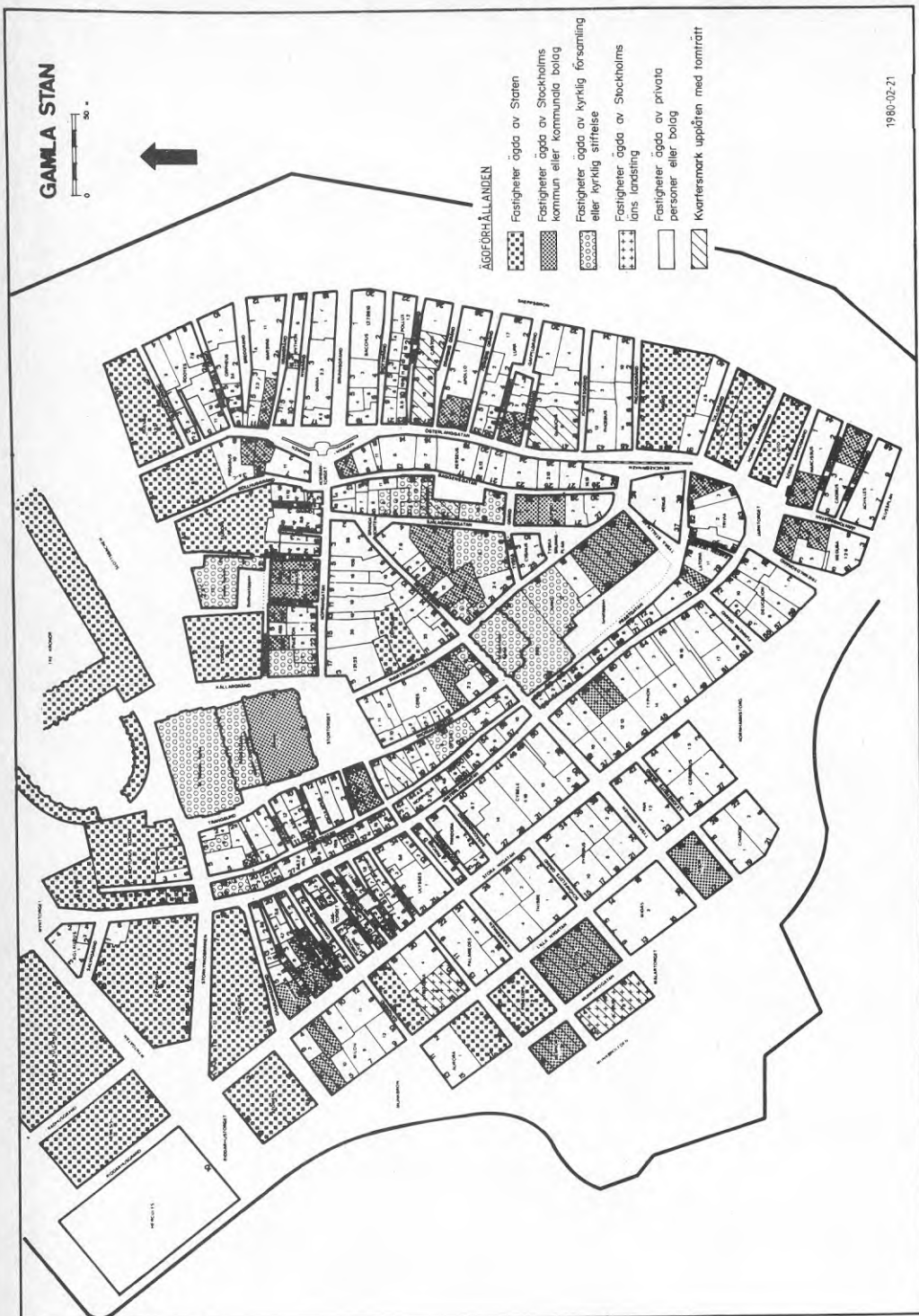


Fig 21. Ägoförhållanden.

### *Ny stadsplan utarbetas*

Man har emellertid under hand konstaterat att tillräckligt stöd ej förelegat för denna bevarandepincip vid förnyelsen och den kulturhistoriska kontrollen. Av denna anledning hemställde expertutskottet 1975-12-03 att fastighetsnämnden skulle begära att byggnadsnämnden upprättar generalplan eller ändrad stadsplan för Gamla Stan samt råd och riktlinjer för upprustnings- och ombyggnadsarbeten i Gamla Stan. I enlighet härmed har sedermera stadsbyggnadskontoret utarbetat såväl ett förslag till ändrad stadsplan, Pl 7800, som en särskild skrift "Gamla Stan - Bevarande och upprustning Råd och riktlinjer".

### 3.2 Byggnadernas standard

Många hus i Gamla Stan har nu modern standard. Upprustning har i flera fall skett utan grundförstärkning. Graden av modernisering visas på fig 20.

### 3.3 Ägoförhållanden

*De flesta byggnaderna är privatägda*

Inom Gamla Stan finns olika kategorier fastighetsägare. Staten äger många fastigheter främst inom den norra delen. I övrigt finns fastigheter ägda av Stockholms kommun genom AB Stadsholmen, av kyrkliga institutioner, stiftelser, juridiska personer och av enskilda personer. Dessutom förekommer ett mindre antal bostadsrättsföreningar. De dominerande ägarkategorierna är juridiska och enskilda personer med en övervikt för de förra utefter Skeppsbron och väster om Stora Nygatan medan enskilt ägda fastigheter är koncentrerade till den inre stadsdelen.

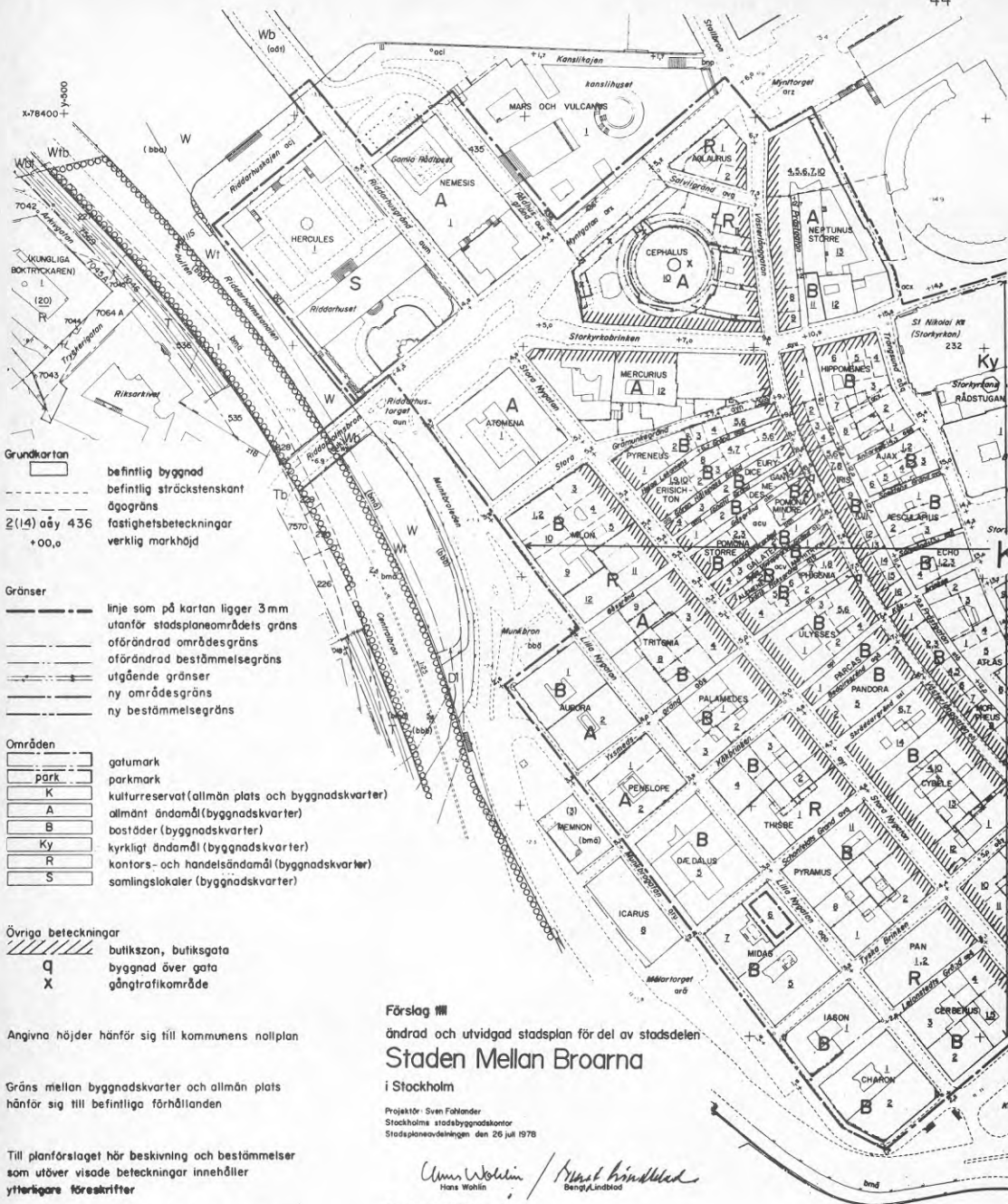
Ägoförhållandena framgår av fig 21. Av byggnader med grundförstärkningsbehov (jfr fig 93) ägs huvudparten av privata personer eller bolag. Staten äger dock en relativt stor byggnadsvolym utmed Skeppsbrons södra sida; Bankohuset i kvarteren Proserpina och Pluto samt Gamla Tullhuset i kvarteret Argus.

### 3.4 Stadsplan

Stadsbyggnadskontoret framlade 1978-07-26 ett stadsplaneförslag (pl 7800) för staden mellan broarna, vilket kommunfullmäktige antog 1979-02-05. Länsstyrelsen har 1979-12-19 tillstyrkt fastställelse av planen och underställt den regeringen för fastställelse.

### *Kulturhistoriskt reservat*

Planen omfattar hela Stadsholmen med undantag av Slottet, kanslihuset, trafiklederna samt några kvarter med moderna stadsplaner (se fig 22). Den framlagda stadsplanen med tillhörande råd och riktlinjer (se referenser) avses utgöra underlag för den kontinuerliga vården av stadsdelens bebyggelse. Nedan ges en kortfattad redovisning av stadsplanen genom citat från beskrivningen.



Förslag III  
ändrad och utvidgad stadsplan för del av stadsdelen  
**Staden Mellan Broarna**  
i Stockholm

Projektör: Sven Fahlender  
Stockholms stadsbyggnadskontor  
Stadsplanedivisionen den 26 juli 1978

*Ann Wollin* / *Rensé Lindblad*  
Hans Wollin / Bengt Lindblad

Stadsplaneförslaget

antaget av BN den 2.9.11.1975.  
godkänt  
antaget av KF den 5.3.1979.  
fastställt av...den...197...

PI 7800

Grundkartan

- beftlig byggnad
- - - beftlig sträckstenskant
- ådgräns
- 2 (14) aöy 436 fastighetsbeteckningar
- +00,0 verklig markhöjd

Gränser

- linje som på kartan ligger 3mm utanför stadsplanområdet
- - - oförändrad områdesgräns
- - - oförändrad bestämmelsegräns
- - - utgående gränser
- - - ny områdesgräns
- - - ny bestämmelsegräns

Områden

gatumark	
park	
K	kulturresevat (allmän plats och byggnadskvarter)
A	allmänt ändamål (byggnadskvarter)
B	bostäder (byggnadskvarter)
Ky	kyrkligt ändamål (byggnadskvarter)
R	kantors- och handelsändamål (byggnadskvarter)
S	samlingslokaler (byggnadskvarter)

Övriga beteckningar

- Q butikszon, butiksgata
- X byggnad över gata
- X gångtrafikområde

Angivna höjder hänför sig till kommunens nollplan

Gräns mellan byggnadskvarter och allmän plats hänför sig till befintliga förhållanden

Till planförslaget hör beskrivning och bestämmelser som utöver visade beteckningar innehåller ytterligare föreskrifter

Stadsplaneförslaget är upprättat på utvalda av stadsplanedivisionens godkända, som uppfyller kraven på standardklass I i kommunstyrelsens föreskrifter. Stockholm den 17 maj 1978

*Per & Cecilia*

Reg. blad 56,66

TR

Fig 22. Förslag till stadsplan.





Hela planområdet har utlagts som reservat för kulturhistoriskt värdefull bebyggelse.

"Reservatet innebär att befintliga byggnadsvolymerna i princip skall behållas samt att bebyggelsen får - och bör - rustas upp och fortlöpande hållas i gott skick. Reservatbestämmelsen utgör alltså inget hinder för ombyggnad och underhållsarbeten, även om dessa i byggnadsstadgans mening är så omfattande att de är att jämföra med nybyggnad. Åtgärder som minskar den enskilda byggnadens kulturhistoriska värde får dock inte vidtagas.

Byggnader inom det som kulturresevat betecknade området kan delas in i tre kategorier inom vilka byggnadslovsgivningen behandlas på olika sätt. En kategori utgörs av statlig byggnad med stort kulturhistoriskt värde som kan registreras som byggnadsminnesmärke i enlighet med kungörelsen av 1920 om det offentliga byggnadsväsendet. Beslut fattas av regeringen. Vid byggnadsåtgärder görs anmälan till byggnadsnämnden. En annan kategori utgörs av byggnad som ägs av enskilda eller Stockholms kommun och kan göras till byggnadsminne i enlighet med 1960 års byggnadsminneslag. Riksantikvarieämbetet beslutar. Kyrkobyggnader tillhörande svenska kyrkan utgör en tredje kategori som är skyddad genom den kontroll som utövas av riksantikvarieämbetet. Övriga av kyrkosamfund ägda byggnader är jämställda med byggnader i enskild ägo.

I 38 § byggnadsstadgan, första stycket, ställs allmänna krav på miljömässig anpassning av all bebyggelse. I andra stycket skärps kraven för byggnader med kulturhistoriskt värde: "Byggnad av större värde ur historisk, kulturhistorisk eller konstnärlig synpunkt må icke förvanskas vare sig genom arbeten å själva byggnaden eller genom bebyggelse i grannskapet."

Genom att planområdet betecknas som reservat för kulturhistoriskt värdefull bebyggelse fastslås det kulturhistoriska värdet av dess byggnader.

Om en byggnad inom planområdet skadas väsentligt av våda, till exempel genom eld, genom förändringar i undergrunden/jordlagren som skäligen inte kunnat förutses eller liknande får man emellertid uppföra en ny byggnad. Skador orsakade av den pågående försämringen av grundförhållandena liksom skador orsakade av bristande underhåll kan inte åberopas för nybyggnad."

Med "förändringar i undergrunden/jordlagren" avses att grundkonstruktionen givit vika och byggnaden rasat. Förändringar som innebär att byggnaden alltmer förstörs av sättningar kan dock förutses och utgör därför ej skäl till rivning och nybyggnad.

"Stadsplaneförslaget anger även kvartersmarkens användning. Byggnadsvärden utgör planens huvudändamål. Markanvändningsbestämmelserna gäller endast i den omfattning byggnadsnämnden finner dem förenliga med bevarandet.



Den föreslagna markanvändningen följer intentionerna i den av kommunfullmäktige den 20 november 1972 antagna zonplanen för Stockholms innerstad."

Föreslagen markanvändning framgår av stadsplaneförslaget fig 22.

"Planförslaget avser ge underlag för det kulturhistoriska bevarandet och byggnadsvården i samband med upprustnings-, kompletterings- och förändringsarbeten. Det avser också fastlägga markanvändningen och på lång sikt möjliggöra ett ökat boende."

I stadsplanebestämmelserna är en djupbyggnadsbegränsning införd enligt följande:

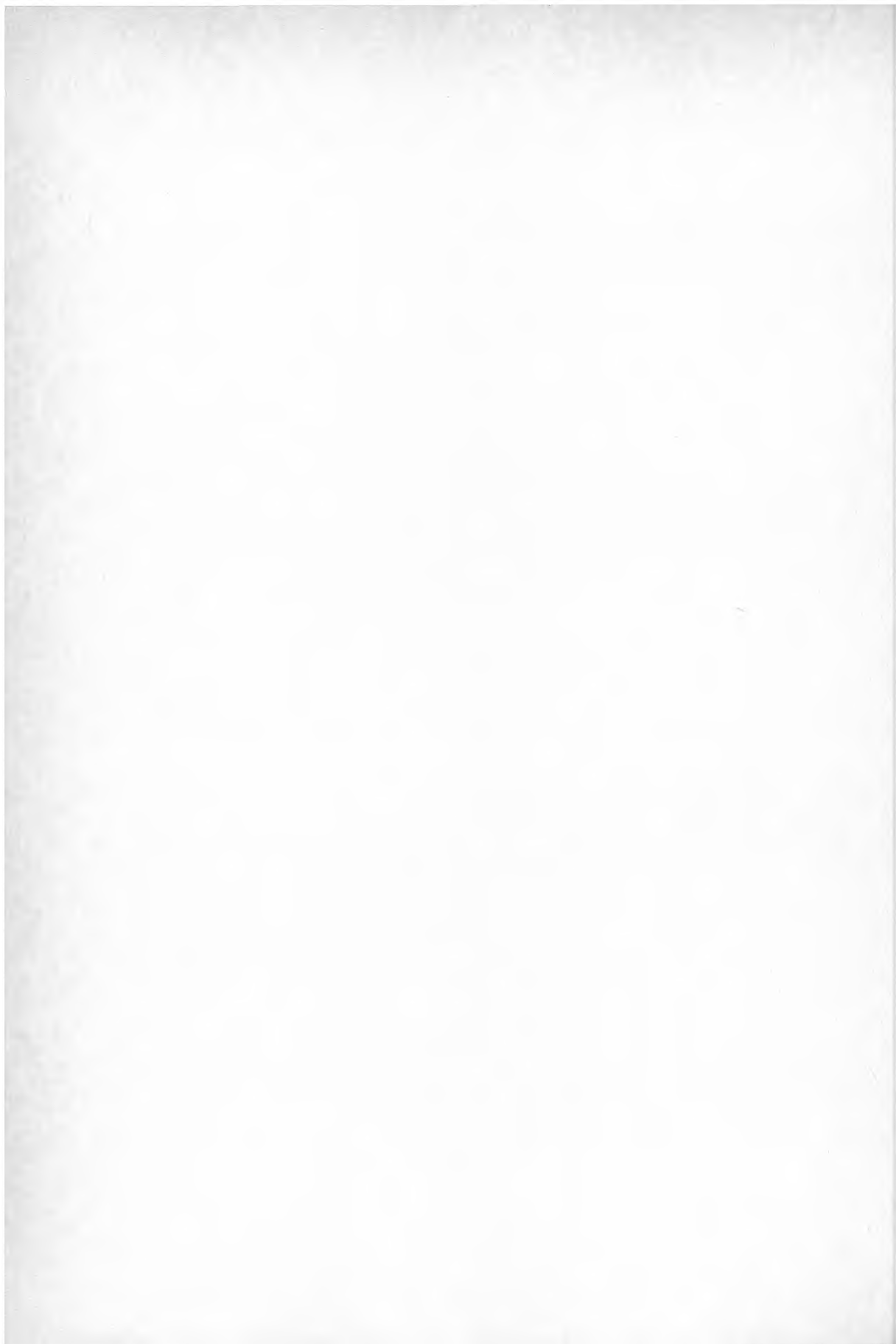
"§ 4 Byggnads djup

Dränerande ingrepp får inte göras djupare än 4,0 m under vidliggande gata."

Denna bestämmelsetext som fått en felaktig utformning kommenteras i kapitel 7.

*Kommentar till ägoförhållanden*

Landstinget har år 1980 sålt sin fastighet och kommunen har förvärvat fastigheten Medusa 5. Rapporten är ej reviderad med hänsyn härtill (figur, kostnader).



## 4 GRUNDLÄGGNINGSTEKNISKA UTREDNINGAR

4.1 Allmänt*Systematisk redovisning*

Utredningen omfattar ett stort område med synnerligen varierande förutsättningar vad avser såväl jordgrund, grundläggning, byggnadernas tillkomst, utveckling och standard, ägoförhållanden m.m. Tidigare geotekniska utredningar är svåröverskådliga. För att underlätta analyser och framtida utnyttjning av materialet har därför ett omfattande arbete nedlagts på att systematisera utredningarna.



Fig 23. Foderrörborring

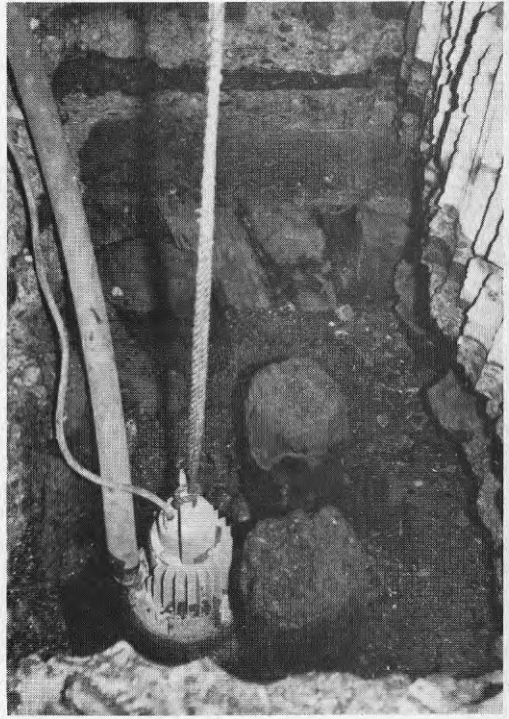


Fig 24. Provgrop (kv Narcissus)

#### 4.2 Utförda utredningar

*Arkivstudier har kompletterats med nya geotekniska utredningar*

Arkivstudier har gett uppgifter om jordgrund och grundläggning. Dessa uppgifter är dock ej tillräckliga, varför kompletterande undersökningar har utförts i stor omfattning. Eftersom äldre geotekniska utredningar i många fall är bristfälliga har målet varit att komplettera med undersökningar av hög kvalité även om detta inneburit att kvantiteten blivit mindre. De undersökningar som utförts är:

- sondering och provtagning med kedjematad hammarborr och foder-rörsborrning
- provgropar
- korrosionsundersökningar
- radioaktiva dateringar av grundläggningsvirke
- sättningmätningar
- horisontalrörelsemätningar
- uppföljning av under åren 1978-79 utförda grundförstärkningar
- översiktliga skadebesiktningar

Samtliga undersökningar är systematiskt sammanställda enligt nedan och exemplifieras i några figurer.

- jordartskarta (fig 33 i kapitel 5)
- husgrundläggningsplaner (fig 59 i kapitel 9)
- borrhålsplaner (fig 29), borrhålssektioner (fig 28)
- provgropsplaner (fig 30), provgropssektioner (fig 41)
- rörelsemätningar, planer (fig 31), diagram och tabeller
- sättningsskadeplaner (fig 73 i kapitel 10)
- arkeologiska kartor (fig 32) jämte register
- övriga undersökningar (radioaktiva dateringar, pålprovtryckningar, korrosionsundersökningar, vibrationsundersökning m.m.)

Borrningarna är redovisade i plan och sektion enligt Svenska geotekniska föreningens beteckningssystem. Av ritningar framgår dessutom bedömda nivåer för fyllningens underkant och för bergytan.

De arkeologiska kartorna utgör en sammanställning som Stadsmuséet och Riksantikvarieämbetet gjort av äldre arkeologiska utgrävningar.

Olika metoder för grundförstärkning har studerats jämte sammanhängande kostnads- och finansieringsfrågor.



Fig 25. Planen visar de sättningsdubbar i hus som ingår i fastighetskontorets mätprogram.



Systematiska sättningsmätningar av alla byggnader som har misstänkt svag grund påbörjades först år 1979. Avvägningar utförs två gånger per år av sammanlagt ca 1300 dubbar (läge se fig 25) varav de flesta sitter utvändigt i hussocklar och ett fåtal invändigt. Dessutom har ca 40 pglar monterats i gatumark (fig 26, 67 och 68).

Med hänsyn till den korta mätperioden har de nya avvägningarna endast kunnat nyttjas i ringa utsträckning.



Fig 26. Sättningspeglar i gatumark som ingår i fastighetskontorets mätprogram.

#### *Nya geotekniska undersökningar*

För att fördjupa kunskaperna om jordarts- och grundläggningsförhållandena inom de utfyllda strandområdena har fastighetskontoret sedan slutet av 1960-talet låtit utföra en mängd kvalificerade undersökningar. Dessa omfattar följande insatser.

- sondering och provtagning från gatunivå med kedjematad hammarborr och foderrörsborrning (totalt ca 80 borrhål)
- provgropar (ca 150)
- sondering och provtagning från källare med handhållen utrustning
- korrosionsundersökning (ca 30 lokaler)
- grundvattenmätning (ca 20 mätpunkter)

Här följer en kortfattad beskrivning av dessa undersökningar.

#### *Sondering och provtagning med tung utrustning från gatunivå (se fig 27)*

Under perioden 1967-69 utförde Orrje & Co och Kjessler & Mannerstråle på östra sidan ca 40 borrhål till berg med kedjematad



Fig 27. Djupborringar utförda med "tung" utrustning.

hammarborr. I 29 av dessa borrhål utfördes kontinuerlig provtagning med roterande tubkärneborr (ringborrkrona  $\varnothing$  114/62 mm, yttre resp. innermått). Med hänsyn till att jorddjupen var stora föregicks provtagningarna av s.k. långhålsborrning ca 3 m ner i berg i samtliga punkter.

I några punkter togs prover ända ner till berg men i flertalet borrhål avbröts provtagningen ca 10 m ned i grusåsen under fyllningen. Normalt upptogs störda jordprover ( $\varnothing$  60 mm) men i några punkter där lera påträffades mellan fyllningen och friktionsjorden togs några ostörda prover med kolvborr. De upptagna jordproverna undersöktes normalt med avseende på jordart och vattenhalt. I enstaka fall har siktanalys och bestämning av glödgningsförlust utförts. För de ostörda lerproverna bestämdes även densitet, skjuvhållfasthet samt i några fall sättningsegenskaper genom ödometerförsök.

År 1974 utförde Orrje & Co AB en likartad undersökning på Stads-holmens västra sida. Kontinuerliga jordprover togs genom fyllningen och ca 3 m ned i naturligt lagrad jord under denna. Proverna togs med öppen provtagare typ Orrje. I ett av borrhålen upptogs även ostörda lerprover med kolvborr. I fem av borrhålen utfördes bergkontroll genom borring minst 3 m ned i berget.

Hösten 1978 inleddes ytterligare borringar med tung utrustning omfattande totalt ca 20 punkter utspridda över såväl västra som östra sidan. Vid dessa undersökningar, som utfördes av AB Jacobson & Widmark, har borringen utförts enligt Odexmetoden med borrhvagn BVB 32 försedd med bormaskin BBE 57 (3" borrhvagn). Borringarna utfördes med samtidig vattenspolning. För att systematisera undersökningarna har i princip nedanstående schema följts även om ett eller flera moment oftast saknas i enskilda borrhål.

- Kontinuerlig provtagning under samtidig successiv foderrörsdrivning ner till ytan för naturligt lagrad jord.
- Vikt- eller trycksondering till stopp i grusåsen.
- Provtagning ned i åsmaterialet till varierande djup (beroende av fasthet, kornstorlekar m.m.).
- Hejarsondering från stopp för vikt- eller trycksonden.
- Bergsondering till 3 m djup i berg (totalt 13 borrhål).

Den kontinuerliga jordprovtagningen genom fyllningen och ner i underliggande åsmaterial har utförts med samtidig foderrörsdrivning med en pumpprovtagare som ger prover med 1 m längd och 50 mm diameter. Jordproverna har undersökts med avseende på jordartsbenämning och vattenkvot. I vissa fall har även åsmaterialets kornkurva bestämts genom siktanalys samt fyllningens organiska halt genom bestämning av glödgningsförlust. Kornfördelningen blir dock delvis missvisande, eftersom endast jordens finare partiklar erhålls med de små provtagarna.

Grusåsens ytlager har undersökts antingen med maskinell viktsond eller genom trycksondering där neddrivningen utfördes på hydraulisk väg och motståndet registrerades med mekanisk skrivare. På grund av åsmaterialets fasta och delvis grovkorniga karaktär kunde

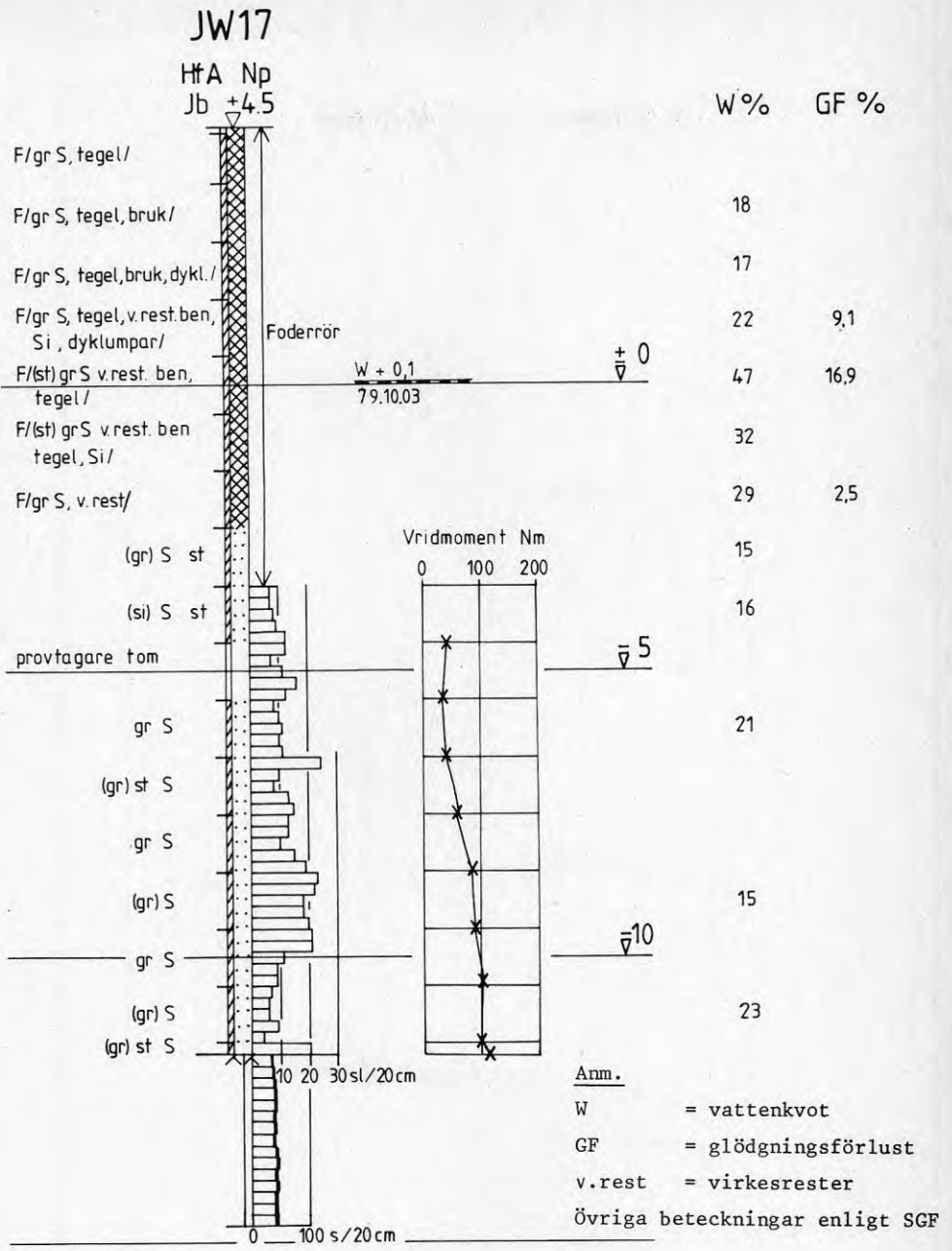


Fig 28. Exempel på redovisning av borrhål (Tyska Brinken)

man ofta ej pressa ned trycksonden genom enbart statiskt tryck (max. 20 kN). Ofta erfordrades samtidigt tryck och vridning. Därför övergavs trycksondmetoden i senare utförda borrhål.

Hejarsonderingen i den undre delen av åsmaterialet har utförts enligt metod A. Härvid mäts erforderligt vridmoment på varje meter vid vridning av borrhålen. I de punkter där bergkontroll utfördes konstaterades att bergnivån i vissa punkter praktiskt taget överensstämde med hejarsonderat djup medan i andra punkter hejarsonden stoppat i grovt åsmaterial eller möjligen i morän några meter över bergnivån.

Fig 28 visar ett typexempel på ett utfört borrhål.

*Övriga aktiviteter från år 1978*

Parallellt med de senast utförda sonderingarna och provtagningarna har även ett antal andra aktiviteter pågått varav följande har störst intresse.

- montering av kompletterande inklinometerör (se avsnitt 8.2)
- montering av kompletterande sättningspeglar i gatumark (se avsnitt 10.2)
- korrosionsmätningar (se avsnitt 13.7.4)
- provgropar.

Antalet nya provgropar är ca 30. På uppdrag av fastighetsägare men även av kommunen har totalt ca 350 provgropar grävts. Många äldre ger dock begränsade upplysningar.

Någon närmare beskrivning av resultaten lämnas ej här. Den praktiska konsekvensen framgår dock av kapitel 9 "Husgrundläggning". I kvartersvis upplagda beskrivningar (se nedan) av grundläggnings- och grundförstärkningsfrågor finns mer utförliga redovisningar av resultaten från provgropsgrävningarna.

#### 4.3 Redovisning

##### *Ritningar*

Basmaterialet har systematiskt sammanställts på planer och sektioner. I denna rapport är medtaget schabloniserade sammanfattningar och utdrag ur sammanställningarna. Detta innebär vissa generaliseringar av t.ex. husens grundläggning och jordartsförhållanden.

##### *Kvartersvisa beskrivningar*

Sammanställningen av grundundersökningarna är utförd kartbladsvis för att få en bättre helhetsbild. För enstaka objekt blir materialet svårhanterligt. För fastighetsägare vars intresse är begränsat till den egna fastigheten behövs ju ej alla kartbladen. Sammankopplingen mellan husen inom kvarteren gör det dock nödvändigt för enskilda fastighetsägare att studera grannhusen. Därför har materialet även uppdelats i s.k. kvartersvisa beskriv-



ningar som mer utförligt behandlar varje kvarter. I dessa beskrivningar ingår;

- hänvisning till utförda undersökningar
- byggnadshistoria och vissa byggnadsdata
- kortfattad jordlagerbeskrivning
- grundläggningens utförande och kondition
- resultat av sättningsavvägningar och skadebesiktningar
- bedömning av grundförstärkningsbehov

Till varje beskrivning kan man lätt göra utdrag från ovan nämnda ritningar och ta ut borrh- och provgropssektioner och sättningsdiagram. Härigenom uppnås en komplett redogörelse av översiktlig natur men med detaljuppgifter för varje kvarter. Vid detaljerade studier av grundläggnings- och förstärkningsfrågor kan geoteknikern med hjälp av hänvisningar i den kvartersvisa beskrivningen och denna rapport hitta rätt i det stora på fastighetskontoret arkiverade grundmaterialet. I detta ingår bl.a. äldre geotekniska utlåtanden samt i viss utsträckning källarplaner och fasadritningar. Tyvärr är detta material svårt att kopiera.

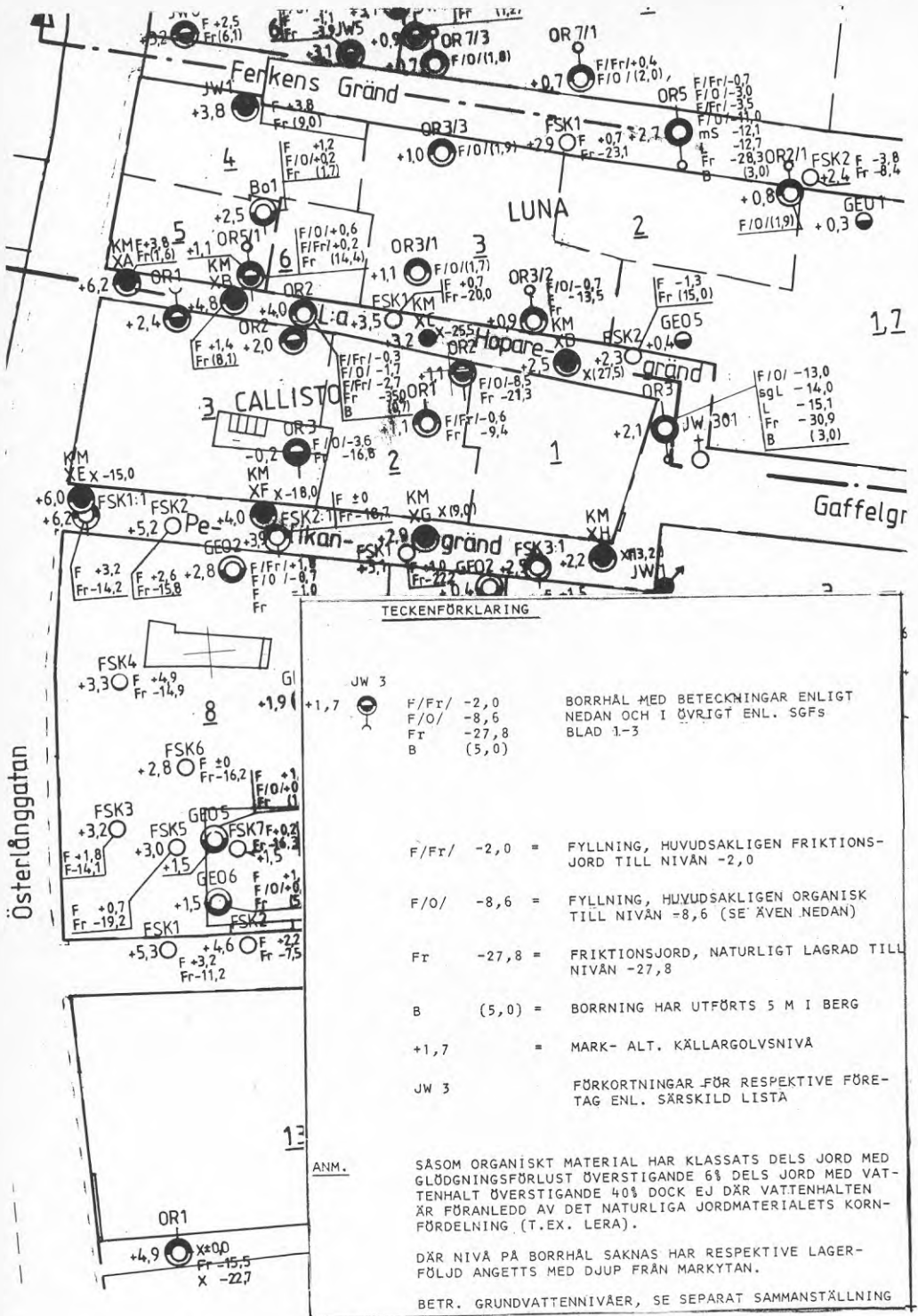


Fig 29. Exempel från borrhälsplan i skala 1:400.

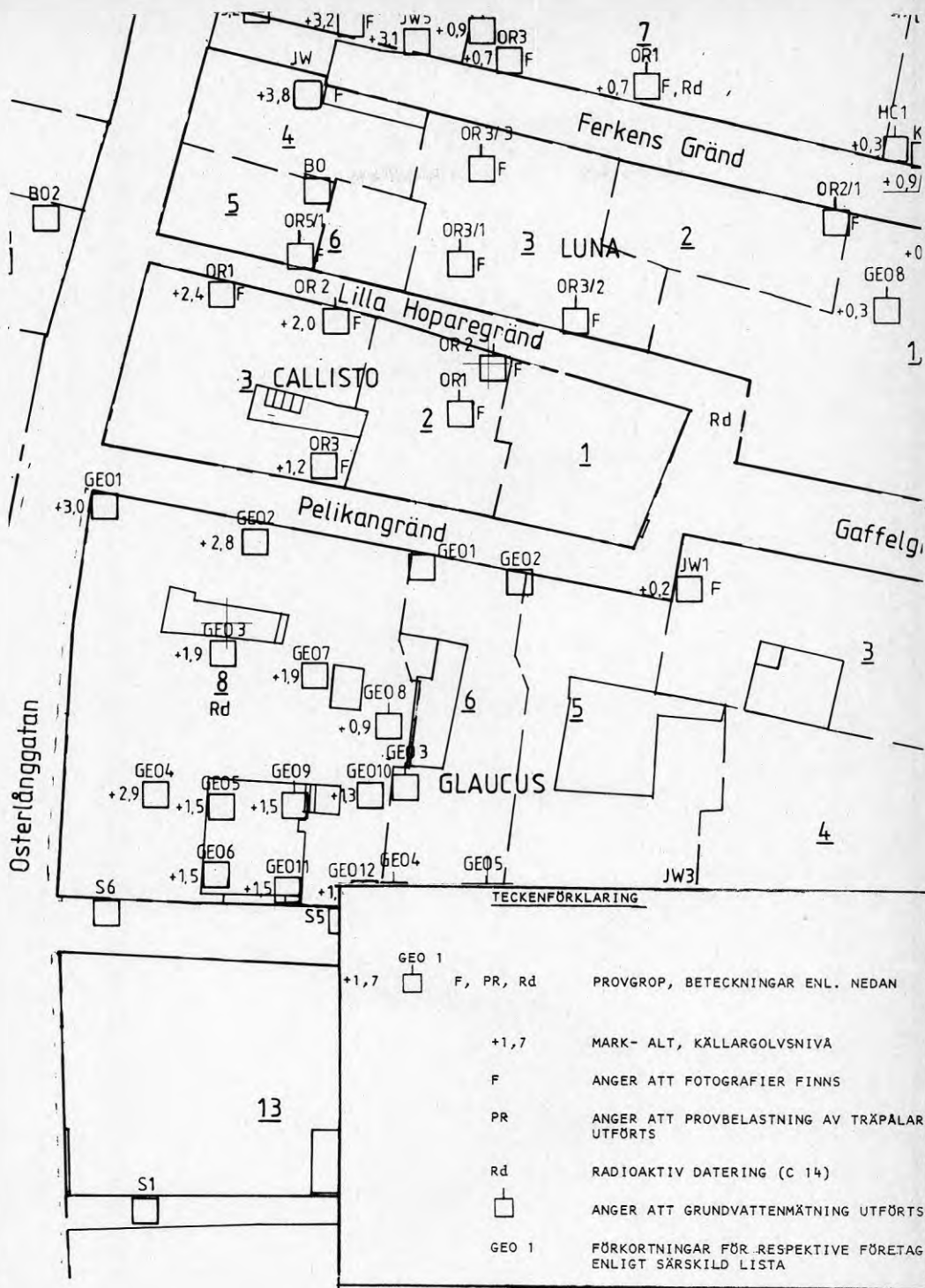


Fig 30. Exempel från provgropsplan i skala 1:400.

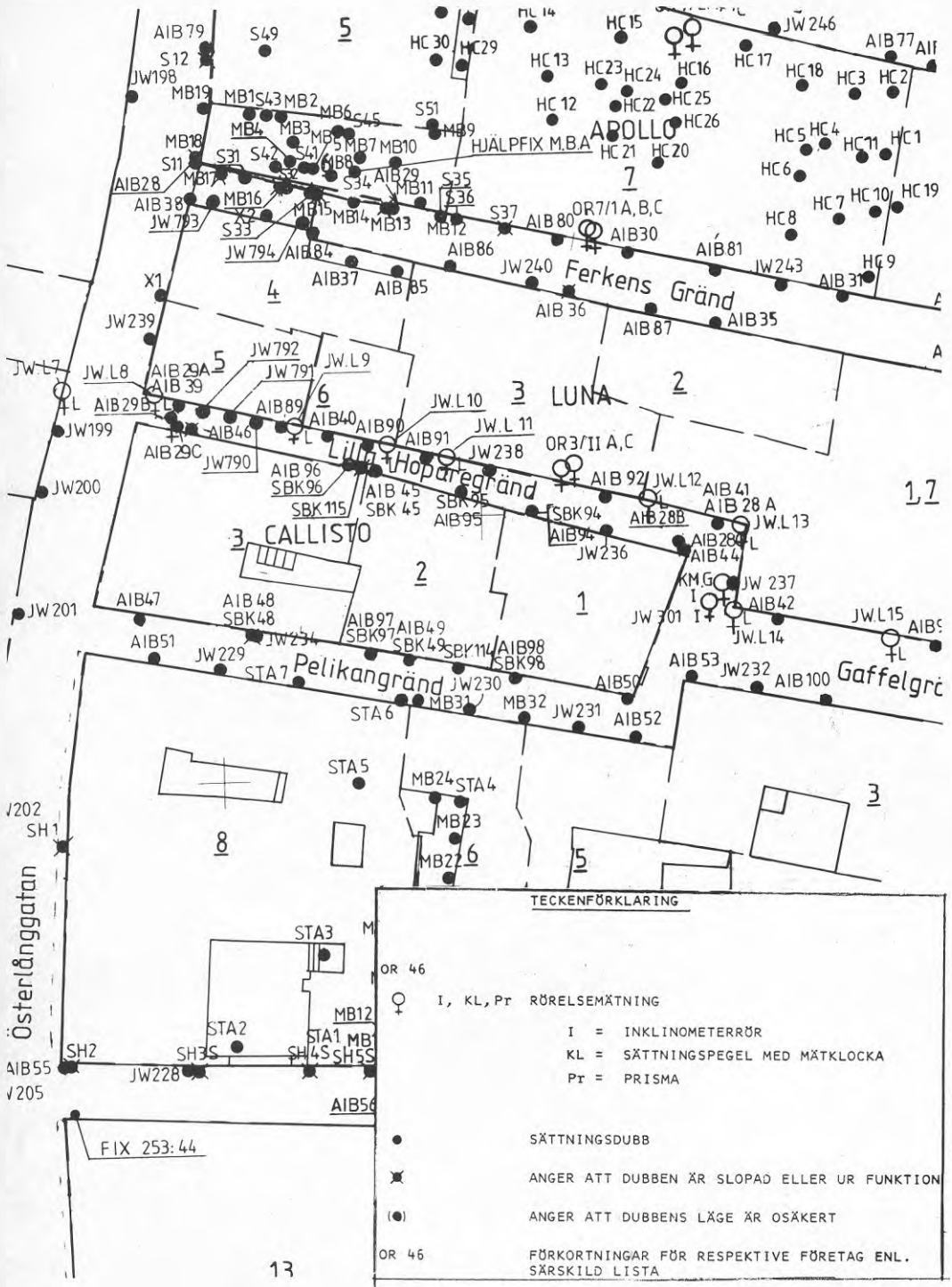


Fig 31. Exempel från rörelsemättningsplan i skala 1:400.

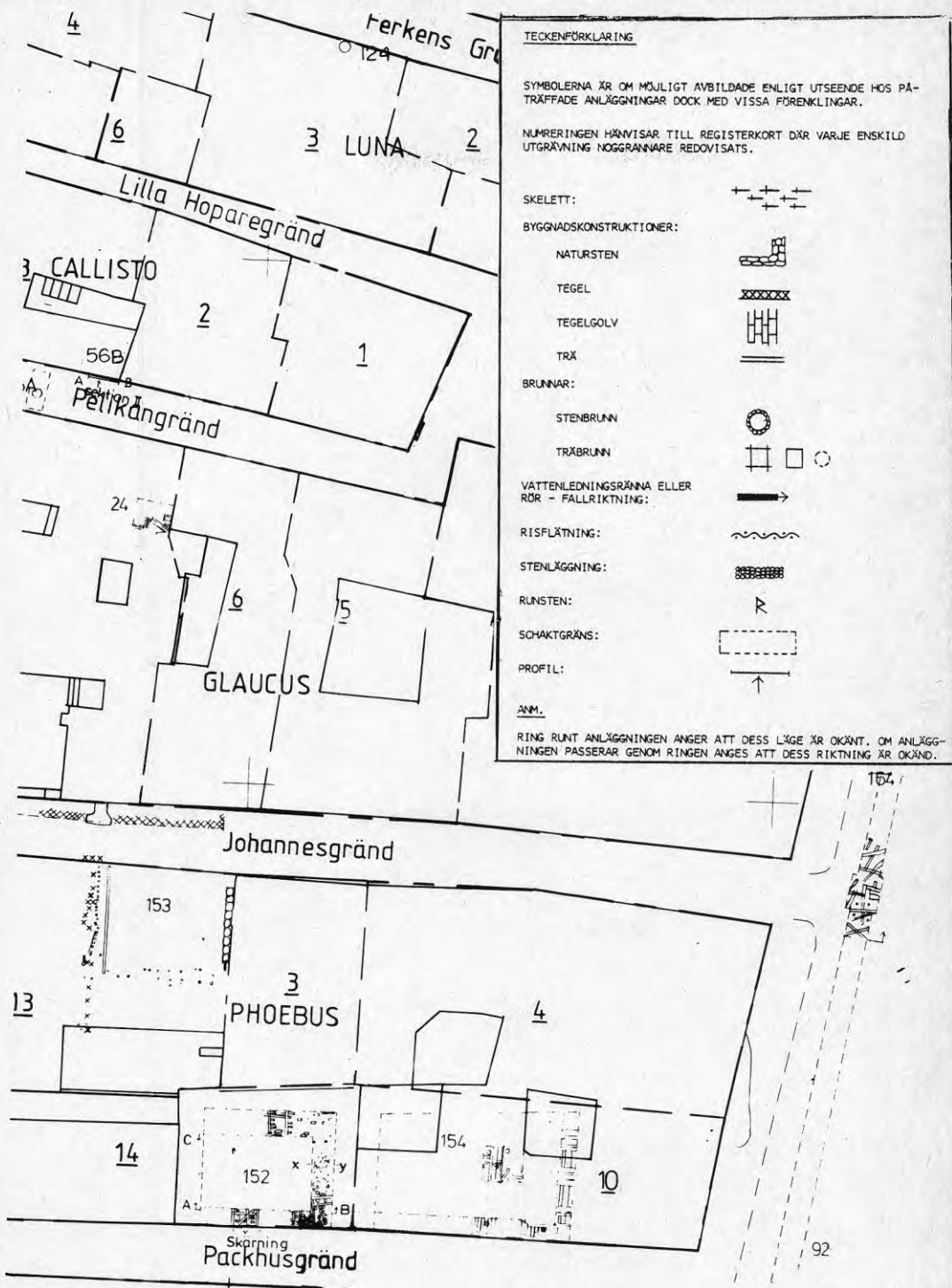


Fig 32. Exempel från arkeologisk plan i skala 1:400.





## 5 GEOLOGI OCH JORDARTER

### 5.1 Geologisk-historisk bakgrund

#### *Grusås*

Som ett band genom Stockholm sträcker sig Stockholmsåsen i nord-sydlig riktning. I Stockholms centrum, där Mälaren förenar sig med Saltsjön, ligger Stadsholmen på denna grusås bildad i samband med inlandsisens avsmältning. I Stockholm mynnade då en isälv i havet som var 150 m djupare än idag. Framför glaciärporten avsatte sig rullsten, grus och sand på det renspolade berget. När vattenhastigheten sedan blev lägre avsatte sig lera på sjöbotten.

Till följd av landhöjningen började Stockholmstrakten för omkring 4 000 år sedan höja sig över havsytan. Havsvågorna eroderade då åsen, varvid landhöjningssediment (silt och sand) rycktes loss av bränningarna och avsatte sig på åsens lägre partier där tidigare avlagrade lersediment döljdes. I Mälaren avsatte sig gyttja på sjöbotten när Mälaren avsnörts från havet.

#### *Utfyllnader*

I takt med att folkmängden växte, började byggnader uppföras på de utnyttjade strandområdena. Med början under 1300-talet skedde en metodisk utfyllning av stränderna, varpå byggnader successivt uppfördes inom den på så sätt erhållna byggnadsmarken. Vid 1600-talets början var merparten av denna process avslutad och Stadsholmen hade i stort sett fått sin nuvarande omfattning.

Senare har dock kompletterande utfyllningar utförts, i första hand i anslutning till kajerna. Sälunda skedde under 1700-talet tämligen omfattande utfyllningar vid Skeppsbrons södra parti (söder om Packhusgränd) och vid den södra delen av Mälärstranden (Mälartorget, Kornhamnstorg). Ytterligare utfyllnader utfördes längs Skeppsbrons kajlinje i samband med ombyggnaderna under 1850- och 1920-talet. Även andra ingrepp i modern tid förekom, främst för de nya trafiklederna som framdragits utmed västra stranden (SJ, T-bana, bilvägar). En tämligen omfattande utfyllning som förtjänar att omnämnas är den stora bank (tjocklek 15 å 20 m) med sprängsten som utlades längs kajen utanför kv Memnon och Icarus i samband med utförande av Munkbroleden i slutet av 1950-talet (se bilaga 4).

### 5.2 Jordlagerbeskrivning

På basis av tillgängliga borrhningar har en jordartskarta i skala 1:1 000 upprättats. Noggrannheten hos jordartskartan är självfallet beroende av såväl borrhålens täthet som av kvalitén hos dessa, faktorer vilka varierar starkt. Av naturliga skäl finns de flesta undersökningspunkterna inom de utfyllda strandområdena där man har de största grundläggningsproblemen, medan den inre delen av Stadsholmen endast är undersökt i mycket ringa omfattning. Det är med dessa begränsningar i minnet som nedanstående

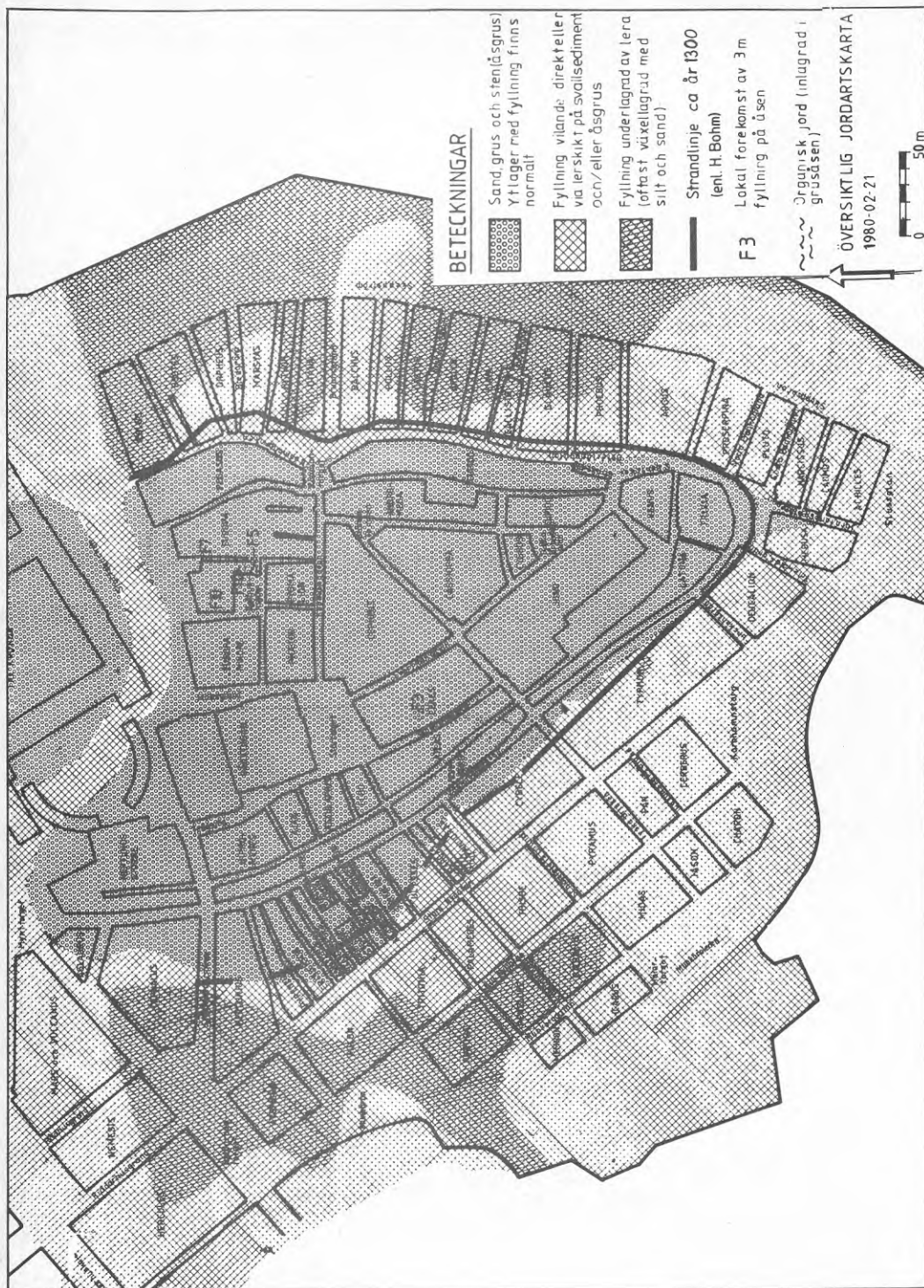


Fig 33. Översiktlig jordartskarta

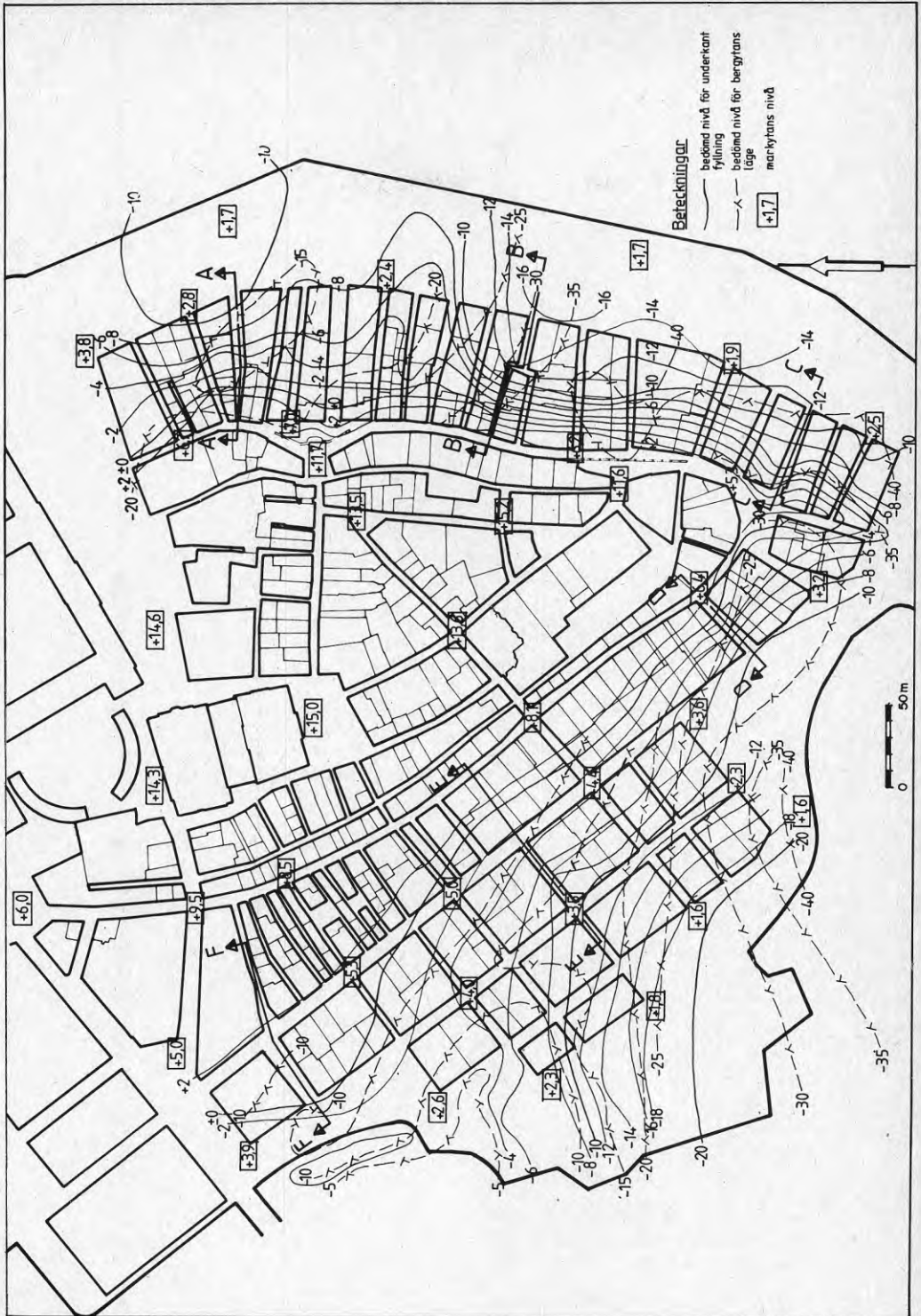


Fig 34. Bedömda nivåer för underkant fyllning och bergytan.

beskrivning av jordartsförhållandena skall läsas. Den översiktliga jordartskartan på fig 33 har i huvudsak följande innehåll:

- åsgrus (härmad avses primärt avsatt åsmaterial av sand, grus, sten, block)
- fyllning på friktionsjord varmed avses såväl primärt avsatt som utsvallat åsmaterial (lerskikt kan förekomma)
- fyllning underlagrad av lera (oftas växellagrad med silt och sand)
- nivåkurvor för underkant fyllning
- ungefärliga nivåkurvor för bergytan

Fig 34 visar tolkade nivåkurvor för fyllningens underkant och för bergytan. I basmaterialet har redovisats borrhälssektioner för samtliga gränder i radiell riktning ut mot vattnet. Några principsektioner (fig 35-36) visar schematiskt jordlagerföljden i fyllningsområdet.

Som framgår av jordartskartan går grusåsen i dagen inom den inre delen av Stadsholmen. Åsen täcks dock ofta av 1 å 2 m fyllning som innehåller friktionsjord, organisk jord och byggnadsrester.

Åsen är bredast i norr i höjd med Stortorget och smalnar till en spets mot Slussen. På Skeppsbrosidan i och kring Bredgränd skjuter åsen ut i en udde. Vid Stortorget och kvarteren närmast söder därom bildar åsen en högplatå med marknivåer omkring +14,5 å +15. Därifrån sluttar åsen tämligen brant nedåt såväl mot väster (mot Mälaren) som mot Saltsjön i öster. Ursprungligen har åsen varit högre. Det gamla slottets kärntorn låg drygt sex m över den nuvarande inre borggården.

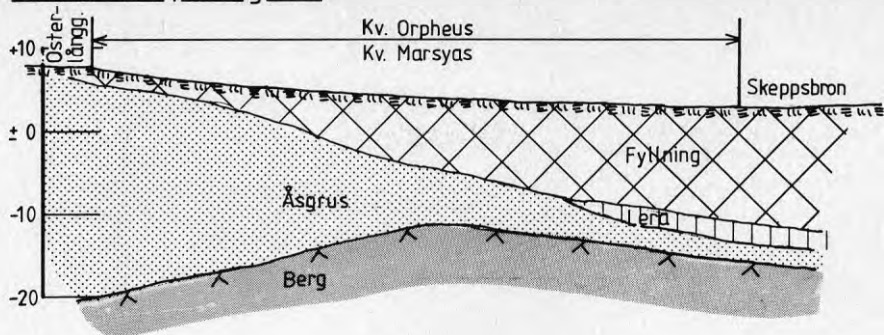
Inom den centrala delen av åsen kan lokala diskontinuiteter förekomma med inslag av lera och organisk jord. En sådan har påträffats i kv Europa i anslutning till Finska kyrkan där ett ca 3 m tjockt lager med dy och lera finns inlagrat i friktionsjorden 8-10 m under nuvarande markyta. Förekomsten av dy visar att en lokal sjö legat här i en åssvacka, vilken sedermera i samband med landhöjningen torkat upp och blivit överfylld med nedsvallad friktionsjord.

Åsmaterialet består i huvudsak av grus och sand men i åsens kärna torde också rullsten förekomma. Jorden är i allmänhet medelfast till fast lagrad. På åsens sluttningar i väster, söder och öster förekommer ofta svallsediment, huvudsakligen sand men även silt och grus. Detta utsvallade material överlagras lokalt av lera men leran förekommer även som skikt och linser i svallsedimenten.

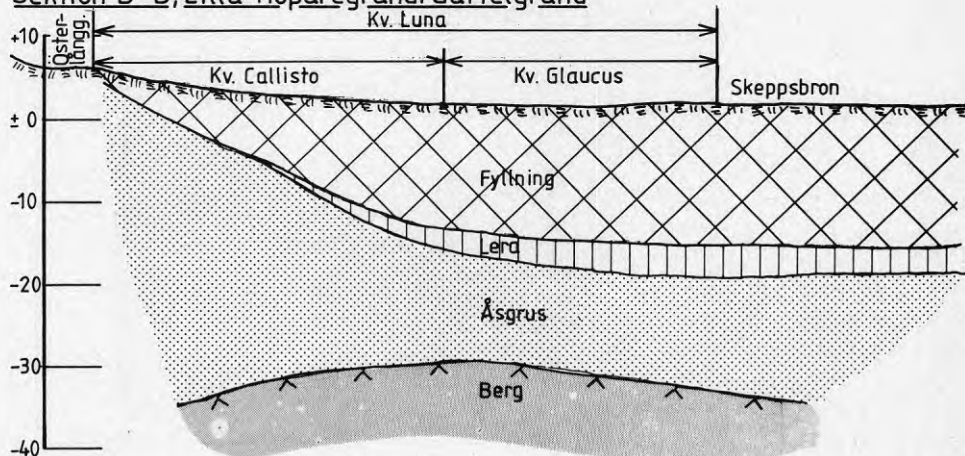
Den totala mäktigheten av primärt avsatt och utsvallat åsmaterial varierar normalt mellan 5 å 10 m och 30 m. Den största uppmätta tjockleken är ca 40 m (vid Slussen).



## Sektion A-A, Bredgränd



## Sektion B-B, Lilla Hoparegränd/Gaffelgränd



## Sektion C-C, Södra Bankogränd

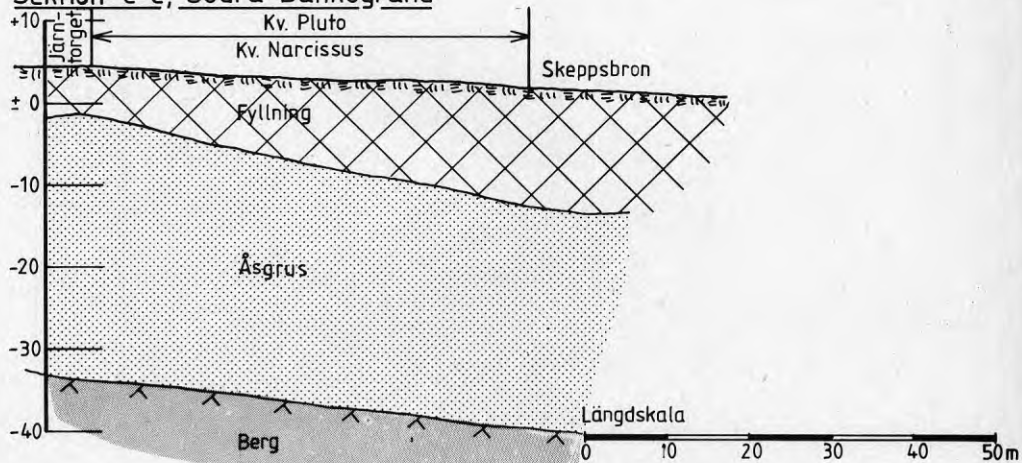
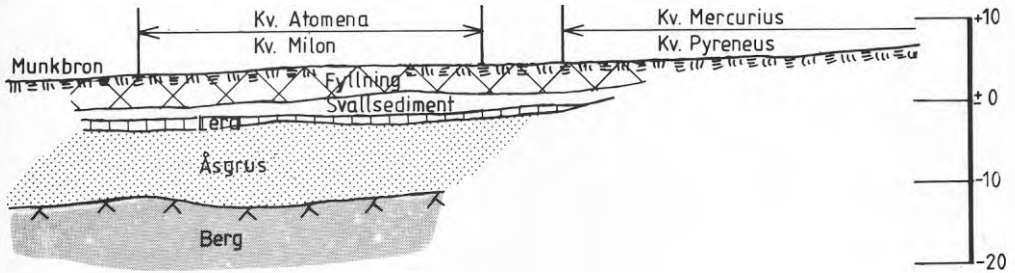
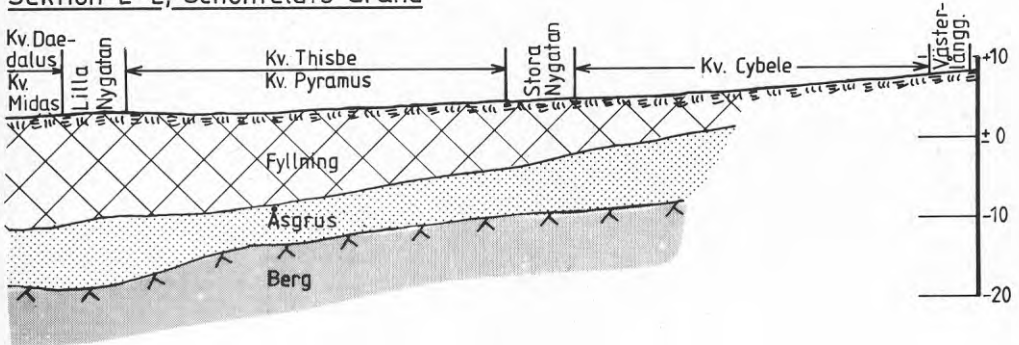


Fig 35. Principsektioner, östra sidan.

### Sektion F-F, Stora Gråmunkegränd



### Sektion E-E, Schönfeldts Gränd



### Sektion D-D, Funkens Gränd

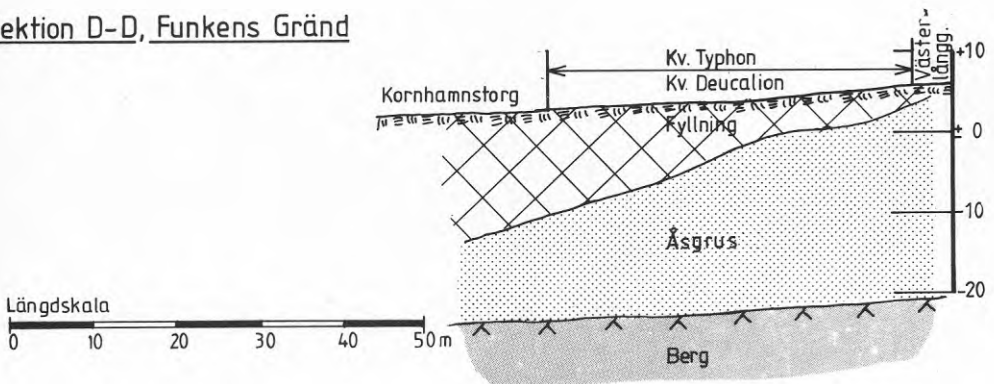


Fig 36. Principsektioner, västra sidan.

Leran har begränsad utbredning i plan och förekommer i första hand inom den nordöstra delen (mot Skeppsbron) men lokalt även vid Riddarhustorget och Munkbron inom den nordvästra delen. Leran är oftast siltig och sandig samt växellagrad med silt- och sandskikt, en effekt av omväxlande utsvällning från åsens sidor och sedimentation. Den sammanlagda tjockleken av lera och silt/sand varierar normalt mellan 1 och 4 m men har lokalt på Skeppsbron uppmätts till ca 6 m. Ostörda lerprover har upptagits i ett fåtal punkter vilka antyder att leran är lös till halvfast (skjuvhållfasthet 10-40 kPa) med en vattenkvot normalt mellan 40 och 60 %.

Berget ligger enligt utförda borrhningar 5 till 50 m under nuvarande markyta. Detta gäller inom de utfyllda strandområdena dit borrhningarna är koncentrerade. Inom holmens högplatå saknas borrhningar till berg helt. Som framgår av jordartskartan är djupet till berg på Skeppsbro sidan ofta stort, speciellt inom det södra avsnittet där berget normalt ligger på nivåer mellan -30 och -40. Även på den västra sidan, närmast Slussen, är djupet till berg stort. Bergytan stiger dock tämligen kraftigt mot norr och ligger inom de mellersta och norra partierna mot Mälarsidan normalt på nivåer mellan -5 och -15.

Fyllningen, vilken i första hand finns utanför den medeltida strandlinjen, har mycket heterogen sammansättning och består av olika sorters material såsom sand och grus, trä- och växtdelar, träspån, ben- och brandrester, byggnadsavfall, hushållsavfall, båtvrak, dynga och diverse skräp. Stockar från gamla pålar, bryggor, byggnadskonstruktioner samt sjunkna träd förekommer i fyllningen - på flera ställen i mycket stor omfattning. Den organiska andelen är ofta stor, vilket medfört att fyllningen är svart. Genom kemisk påverkan på trä- och växtrester har dessa i högre eller mindre grad omvandlats till dy. Fyllningsjordens vattenkvot varierar normalt mellan 60 och 150 % (av jordprovernas fasta vikt) men i vissa skikt har avsevärt högre vattenkvoter (200-400 %) uppmätts. Beroende på att man inte sorterat bort vatten-dränkt trävirke är dock dessa mätningar ej alltid representativa.

Fyllningens tjocklek tilltar normalt utåt mot vattnet (jfr fig 34). Inom den östra delen (mot Skeppsbron) är tjockleken inom kvartermarken högst 10 å 15 m och inom den västra delen (vid Kornhamnstorg) högst 15 å 20 m.

En ur sättnings synpunkt intressant fråga är i vilken omfattning fyllning med hög organisk halt förekommer, särskilt över grundvattenytan eftersom fyllningen förmultnar och därigenom orsakar marksättningar. Organisk fyllning ovan grundvattenytan har påträffats på spridda ställen på både östra och västra sidan men någon enhetlig bild finns ej.

Fyllning med hög organisk halt till stora djup har påträffats inom den södra delen - lokalt på Skeppsbro sidan men i större omfattning utmed Mälartorget-Kornhamnstorg i sydväst. Inom sistnämnda område kan fyllningen delvis härröra från en större sop-tipp "Flugmötet" som fanns här under medeltiden. Även denna fyllning har förmultnat och nedbrytning pågår även under grundvattenytan fast i långsammare takt.

Hur fyllningsarbetena utförts i detalj känner vi ej. Fyllningens heterogena sammansättning skvallrar om att fyllnadsarbetena i stor utsträckning skett oordnat beroende på varierande tillgång och sammansättning hos tillgängligt material. Den ursprungliga strandlinjen synes ha flyttats utåt genom att friktionsjord skyfflats ut i vattnet från närmaste högre strandparti. Kring ett skelett av bryggor i grändernas riktning har sedan troligen avfall av olika slag slängts i sjön. Härigenom har den innersta delen av fyllningen grundläggningstekniskt sett något bättre egenskaper än de längre ut belägna massorna. Mer systematiska fyllnader har skett i samband med att enskilda sjötomter vidgats samt genom att kajlinjen senare har flyttats ut.

Byggnadsavfall och brandrester förekommer mest på västra sidan inom det år 1625 brandhärjade området.

I samband med utfyllningarna har säkerligen lokala ras och skred inträffat. Härvid har fyllnadsmassorna blandats med lösa bottenavlagringar, lera och gyttja. Vissa pålar och pålgrupper har stjälpit.

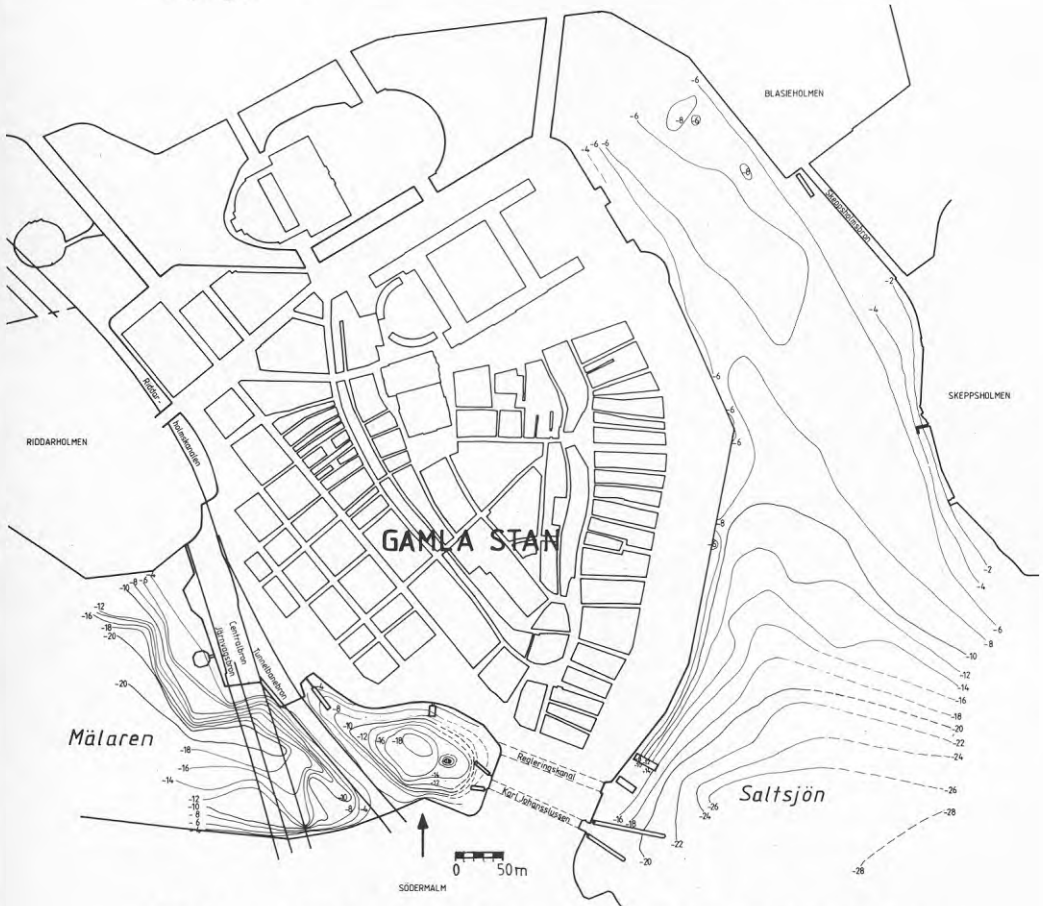


Fig 37. Ungefärliga bottennivåer i Saltsjön och Mälaren enl tolkning från ekolodning utförd 1979.



Fyllningens underkant utgör i stort sett ursprunglig sjöbotten (med undantag av lokala partier där fyllnadsmassorna trängt ner i eller pressat undan de lösa bottenlagren). För strandområdet mellan Riddarhustorget - Järntorget - Slottsbacken har nivåkurvor för fyllningens underkant kunnat konstrueras upp till nivå  $\pm 0$ , i vissa fall även till nivå  $+2$  eller något högre.

Den naturliga stranden före utfyllnadsarbetena har legat mellan nivåerna  $+2$  och  $+3$  med dragning mot den senare. Såvida utfyllnader ej skett tidigare kan den ursprungliga strandlinjen från ca år 1300 rekonstrueras. Viss osäkerhet finns dock vid Järntorget där eventuella bortschaktningar försvårat bedömningen av ursprunglig sjöbotten. Den medeltida strandlinjens läge är intressant, varför här närmare redogörs för vad som framkommit vid analyser av resultaten från jordprovtagningarna.

### 5.3 Medeltida strandlinjen

Hans Hansson har i boken "Stockholms stadsmurar" från år 1956 angett ungefärligt läge för den medeltida strandlinjen (ca år 1300, se fig 38-39). Strandlinjen ligger långt innanför den nuvarande, en följd av landhöjning och utfyllnader. Även Granlund har angett strandlinjens läge (se fig 39).

Grova linjer anger den medeltida stadsplanen, tunna linjer senare ändringar.

Numrerade gränder enligt Thome 1626.

stränder c:a 1300.

Skeppsbron (8-25) c:a 1636.

— Medeltida befästningar:

a gamla muren, c:a 1250.

b träturen 1317 (65-68).

c äldsta strandmuren (71-50 el. 42, 1-8). De inre brotornen. Pålkransen. 1300-talets slut (?)

d bålverk (14), 1420-talet el. tidigare.

e "Sturemuren" (9-21; korsvirke mellan 12 och 17). De yttre portarnas vingar. 1475-1519.

f kivenäbbar 1520-1523.

— Vasatidens befästningar:

g Söderport ombyggd 1524-1570.

h på Gråmunkeholmen 1527-1590.

j Helgeandsholmen c:a 1530-c:a 1600.

k skansen västantill 1543-1553.

l muren vid Kvarntornet efter 1500-talets mitt.

m muren östantill mellan 12 och 17. 1580-1587.

... pålkransens ungefärliga sträckning c:a 1630.

○ båtfynd från medeltid och vasatid.

--- och gamla muren. Gränser mellan de 4 kvarteren vid 1400-talets mitt.

.....hypotetiska gränser i äldre fjärdingsindelning.

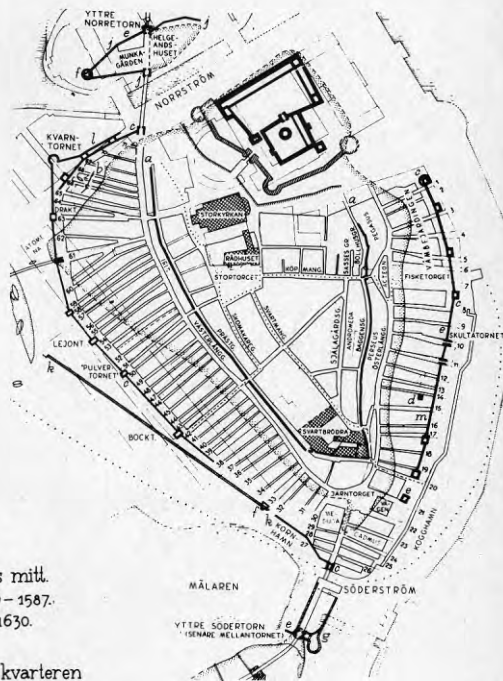


Fig 38. Befästningsanläggningarnas utflyttning i samband med stadens utbyggnad under medeltiden enligt dr Hans Hanssons karta i "Stockholms stadsmurar".



Av intresse för bestämning av ursprunglig strandlinje är - förutom arkeologiska fynd - vattenytans nivå och de naturliga jordlagrens överyta. Hans Hansson säger följande:

"Enligt Granlunds landhöjningskurva för Stockholmstrakten låg medelvattenytan vid 1200-talets mitt nära 3 meter och vid sekelskiftet år 1300 ungefär 2,7 meter över Saltsjöns nuvarande yta. Mälaren skulle redan då normalt ha stått 35 cm högre."

Hans Hansson anser att dessa värden är för höga. Med sina fynd (bl.a. bryggglämningar) som grund anger Hans Hansson:

"När grändernas långbryggor började byggas och de stora utfyllnaderna kommit igång omkring år 1300, bör Mälarens medelvattenyta ha stått ungefär 2,25 meter högre än i våra dagar."

Han anger vidare:

"För ögonblicket räcker det att konstatera, att Stockholms strömmar av historiska skäl måste ha funnits vid den tidpunkt som här är aktuell, sekelskiftet 1300. Förutsatt att nivåskillnaden var den av Granlund angivna, skulle Saltsjöns medelvattenyta då ha legat knappt två meter över den nuvarande."

På kartan bild 4 (här fig 38) har strandlinjen angivits med en heldragen linje på de ställen där grusnivån blottats vid grävningar, som berört så stora områden och nått så djupt, att man kan vara säker på att det är holmens ursprungliga yta som uppnåtts och inte senare påförda grusmassor. Utfyllningar med grus har nämligen tidigt förekommit i eller nära strandkanten.

I norr följde Norrström borgens ringmur, som ännu är bevarad under slottets norra länga. Saltsjöstranden har blottats på fyra ställen, i Telegrafgränd, i Bredgränd, vid Packhusgränd och mellan de båda Dryckesgränderna. Binder man samman dessa punkter, finner man, att äldre hus, som nu står tvärs över linjen, uppvisar stora sprickor över den naturliga stranden, vilket beror på att husens övre delar står på fast mark, medan de nedre vilar i utfyllnadslager som stabiliserats först så småningom. Härigenom kan stranden bestämmas med långt större noggrannhet än vad som skulle ha varit möjligt, om man endast haft de fyra punkterna att rätta sig efter. Den låg 8-20 meter utanför Österlånggatan, som troget följer strandens krökningar.

Den naturliga mälstraranden är bäst känd i norr, inom Kanslihusannexets tomt och i kvarteret Atomena. I Gråmunkegränd låg den drygt hundra meter utanför Västerlånggatan och endast åttio meter från motsatta stranden på Gråmunkeholmen. Hur denna udde var begränsad i söder är ännu oklart. Vid Tyska brinken hade avståndet till Västerlånggatan krympt till mindre än tjugo meter. Holmens södra udde har inte påträffats vid grävningar. Men borrhningar, som utförts i kvarteret Medusa vid Järntorgsgatan, gör det troligt, att den skall sökas under denna gata nära mynningen av Södra Dryckesgränd."

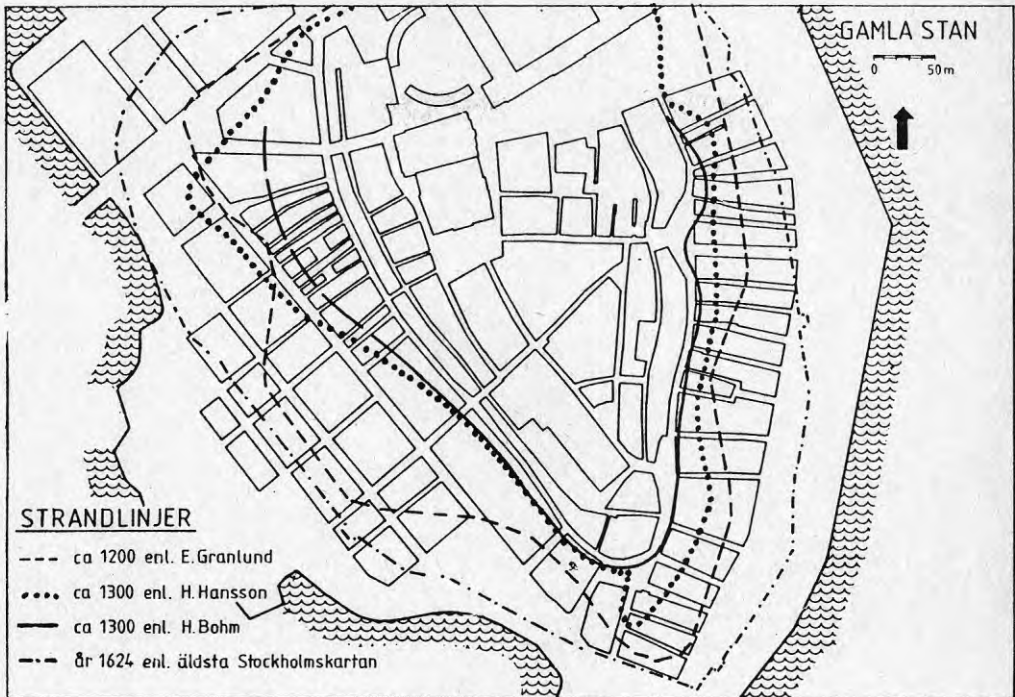


Fig 39. Olika tolkningar av äldre strandlinjer.

*Ny tolkning av den medeltida strandlinjen (heldragen linje)*

Det är mot denna bakgrund av intresse att studera resultatet av utförda borrhningar och provgropar. På ett mer ingående sätt har resultaten av äldre grundundersökningar kunnat analyseras tillsammans med de nya av bättre kvalitet.

Den medeltida strandlinjen kan - liksom Hans Hansson gjort - sökas i skärningspunkten mellan vattenytan vid den tiden och naturligt avsatt åsmaterial. Det är sålunda nivån för fyllningens underkant i anslutning till denna punkt som härvidlag är intressant.

Hur låg då Stadsholmen höjdmässigt i förhållande till vattennivån i havet och Mälaren år 1300? I Stockholm är landhöjningen nu ca 41 cm/100 år. Det anses att landhöjningen tidigare varit snabbare. Saltsjöns medelvattenyta år 1774 var +0,65 och år för 1974 beräknad till -0,24. Detta ger en landhöjningshastighet av 44,5 cm/100 år. Vid en landhöjning av 40 resp. 50 cm/100 år skulle Saltsjöns medelvattenyta ca år 1300 ha träffat landkonturen på en höjd som motsvarar nivån ca +2,5 resp. +2,8, varav

den senare är mer trolig. Granlund använder nivån +2,7 men Hans Hansson en nivå något lägre än +2. Rimligen har Granlund på denna punkt mer rätt än Hans Hansson.

Åsytans lutning mellan nivåerna  $\pm 0$  och +2 är tämligen väl dokumenterad. På saltsjösidan varierar lutningen mellan 1:1,5 och 1:5. Man kan förmoda att lutningen mellan nivåerna +2 och +3 åtminstone ej var flackare. Skillnaden i uppfattning mellan Hans Hansson och Granlund om vattennivån i Saltsjön innebär att strandlinjen förskjuts mellan 1 och 5 m mot sjön om Hans Hanssons värden används. Det har därför liten betydelse om +2 eller +3 tages som utgångspunkt för Saltsjöns vattenstånd år 1300.

På mälarsidan är det av samma skäl av mindre betydelse om +2,3 eller +3,3 väljs för den sydvästra delen fram till kvarteret Pandora med i stort sett motsvarande lutningsförhållanden hos åsytan som inom den östra delen. Nordväst därom, till ungefär i höjd med kv Mercurius, ligger "åsytan" i flackare lutning, ungefär 1:10 mellan nivåerna  $\pm 0$  och +2. Skillnaden i antaganden om Mälarens nivå ger här maximalt ca 10 m differens i planläge för strandlinjen. Underlaget för bedömning av strandlinjen är här dock så osäkert att denna skillnad ej har någon större betydelse.

Den naturliga strandlinjen från ca år 1300 före utfyllning - tolkad från provtagningar - är redovisad på fig 39. På östra sidan löper denna linje normalt öster om Österlånggatan men närmare denna än vad Hans Hansson angett. Vid kv. Marsayas är avståndet från Österlånggatan som störst (ca 13 m).

På den västra sidan är förhållandena mer svårtolkade. Nivåkurvan  $\pm 0$  för fyllningens underkant är tämligen väl dokumenterad frånsett vid kv Milon och kv Atomena. Motsvarande galler för nivå +2 frånsett sträckan mellan Järntorget och kv Pandora. Högre nivåer för fyllningens underkant är normalt svåra att konstruera, beroende på att geotekniska undersökningar saknas. (Så är t.ex. fallet vid kv Aeolus på östra sidan, vilket medför att strandlinjen här kan ligga närmare Saltsjön än vad denna studie antyder.)

Strandlinjen följer utsidan av Västerlånggatan mot Mälaren. Närmast Järntorget (vid Deucalion) ligger linjen omedelbart utanför Västerlånggatan för att sedan fram till kv Ulysses ligga 10 å 15 m utanför gatan. Från Kåkbrinken och norrut är strandlinjens sträckning mer osäker. Avståndet till Västerlånggatan ökar dock, uppskattningsvis till 40 å 50 m.

Den utbuktning av strandlinjen vid Järntorget mot Slussen som Hans Hansson angivit har ej verifierats genom nyare undersökningar. Det förefaller därför troligt att strandlinjen löper i en mjuk båge söder om kv Trivia med plats för en gata. De relativt höga nivåer för grusåsens överyta (+1 å +2) som konstaterats söder om Järntorget vid grävning av provgropar i kv Narcissus och Medusa på ömse sidor om Järntorgsgatan tyder dock på ett grund vilket senare - i takt med landhöjningen och utfyllningar vid Järntorget - blivit förbundet med Stadsholmen i övrigt.

#### 5.4 Äldre grundrester

Ett stort problem vid pålningsarbeten är äldre pålgrunder, bjälkar och stockar i jorden. Särskilt horisontellt liggande virke men även lutande pålar är svåra hinder. Att slå pålar genom stockar är omöjligt och att borra sig igenom dessa är tidsödande och dyrt. Det är sålunda viktigt att före en grundförstärkning riktigt bedöma förekomsten av virke och därmed behovet av foderrörsborrning. Sonderingsborrningar blir härvid tyvärr ofta missvisande, enär sondstängerna lättare än pålar passerar förbi virke i fyllningen. Provgropar, borrningar och provpålningar behöver göras men kan ofta ej utföras i sådan omfattning att man får tillräckliga uppgifter om pålningshinder i fyllningen.

Förutom hindrande trävirke i fyllningen finns ofta en mer eller mindre omfattande rustbäddskonstruktion närmast under grundmurarna. Även dessa kan medföra problem vid grundförstärkning, särskilt där rustbäddarna består av flera lager med trävirke som delvis ligger under grundvattenytan.

Risken för pålhindrande virke eller andra grundrester kan delvis bedömas från de uppgifter som dels finns om äldre bebyggelse och dels uppgifter om äldre befästningar, kajkonstruktioner m.m. Hans Hansson (se referenser) har kartlagt Stockholms stadsmurar med resultat enligt fig 38. Av intresse för grundförstärkningsobjekt är de medeltida befästningarna och tornen belägna utmed Skeppsbron resp. väster om Stora Nygatan. Även vasatidens befästningar finns inom framtida grundförstärkningsprojekt.

Ett exempel på där trävirke förekommer rikligt i fyllningen är kv Cadmus 1 vid Skeppsbron. Vid foderrörsborrning i samband med grundförstärkning år 1979 påträffades trävirke i stor omfattning (se fig 40).

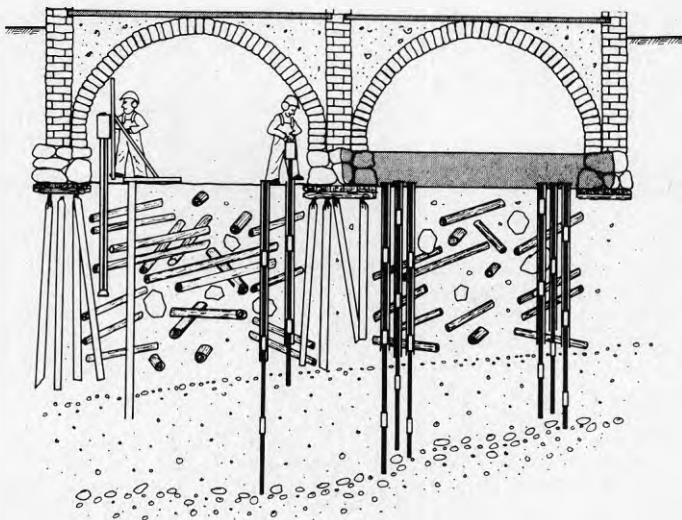


Fig 40. Riklig förekomst av trävirke i fyllningen. Rekonstruktion från foderrörsborrning vid grundförstärkning av Cadmus 1 (efter S Hulstjöö).

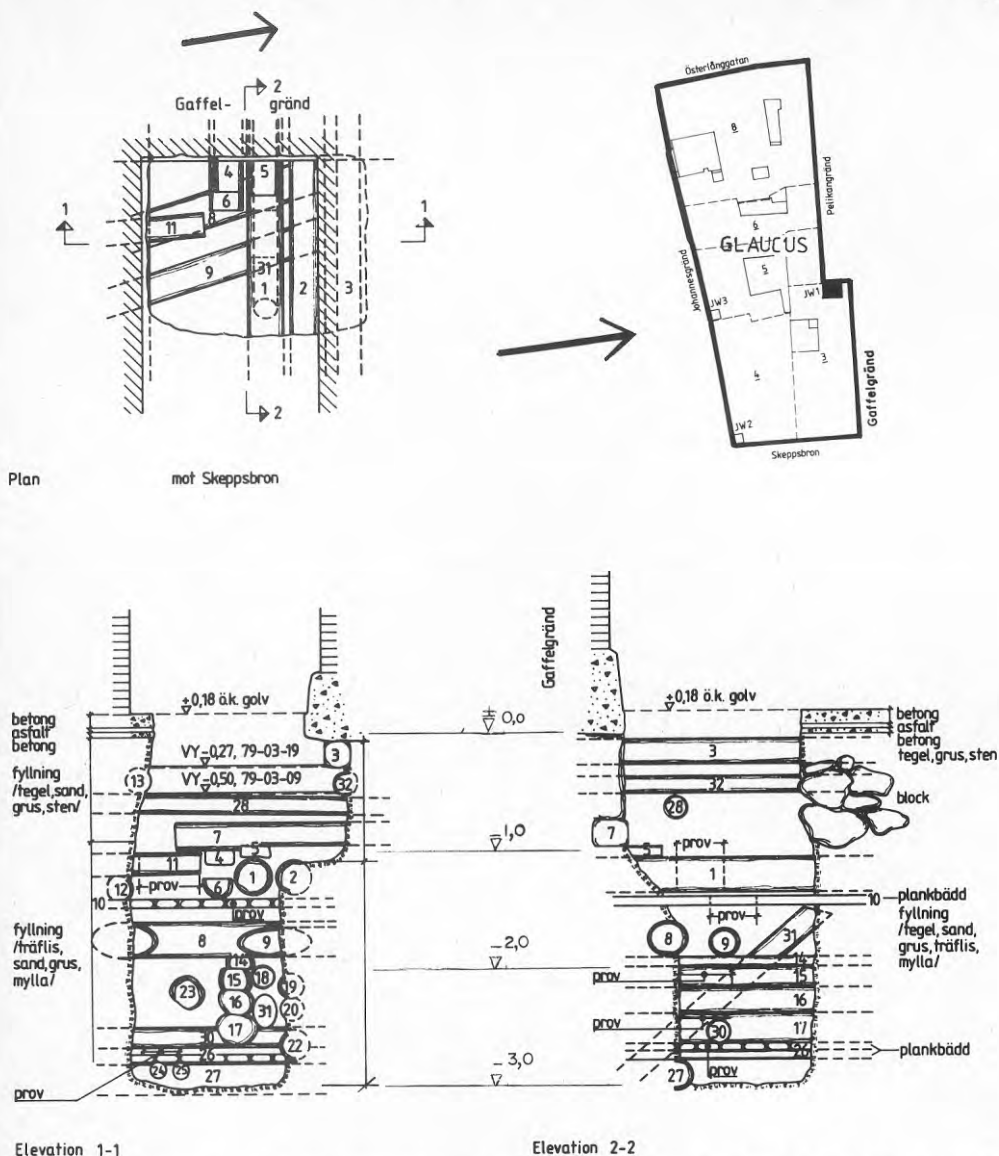


Fig 41. Vid provgroppsgrävning i kv Glaucus 3 påträffades flera lager av stockar och plankbäddar. När grävningen avslutades på 3,2 m djup syntes stockar i gropens botten.

#### 5.4.1 Radioaktiva dateringar

Aldersdateringar med C14-metoden har utförts på vissa grundkonstruktioner och annat virke som påträffats vid provgroppsgrävningar och grundförstärkningsarbeten. Prover har tagits inom totalt ca 25 fastigheter, ungefär jämnt fördelade mellan östra och västra sidan. Platserna för och resultatet av de radioaktiva dateringarna är redovisade på fig 42 och i nedanstående tabell.



Radioaktiva dateringar är behäftade med viss osäkerhet, särskilt då det gäller så "unga" material som det här är frågan om, yngre än tusen år. I några fall kan därför resultatet bli missvisande, såsom t.ex. för kv Achilles uppfört på 1660-talet där tre provbitar daterats senare än år 1700. Dateringen är dyr och används därför sparsamt. Att utföra ett flertal provtagningar på samma virke för att minska felmarginalen har därför inte varit möjligt.

Proverna har i de flesta fall tagits perifert i splintveden för att vid dateringen eliminera växtperioden. Då proverna tagits centriskt i kärnveden har dateringen justerats med hänsyn till antalet årsringar. Utöver själva provtagningsmetodens osäkerhet, kan dessutom vissa fel uppstå p.g.a. svårigheter att exakt fastställa trädets verkliga ålder vid avverkningstillfället, t.ex. genom att ytveden kan ha bilats bort. Detta fel torde dock vara relativt obetydligt.

I vissa fall, t.ex. då byggnadens historia är känd, kan resultatet ställas mot dessa uppgifter och därmed styrka dess sannolikhet. Dateringsresultaten kan även bekräfta eller motsäga andra teorier, t.ex. om sidorörelser inträffat, om gamla grundkonstruktioner utnyttjats vid nybyggnad m.m., och på så sätt bidra till en riktigare tolkning av gjorda bedömningar.



Fig 42. Platser för radioaktiva dateringar. Siffrorna hänvisar till tabell, sid 78.

nr	fastighet	byggnadsår	datering	prov från
1	Bootes 5 el 6	slutet av 1600-talet	1545 ± 90	lutande påle påträffad vid grundförstärkningsarb 1976
2	Marsyas 11	1831	1570 ± 100 1665 ± 100	påle påträffad i fd Marsyas 4 vid grundförstärkningsarb 1970 påle påträffad i fd Marsyas 5 i gränsen mot Marsyas 10 vid grundförstärkningsarb 1970
3	Pythos 5	1651	1640 ± 100 1640 ± 100 1365 ± 100 1280 ± 100	korta lutande pålar (A, B) påträffade vid grundförstärkningsarbeten 1967 längre lutande pålar (C, D) påträffade vid grundförstärkningsarbeten 1967
4	Apollo 7	troligen på 1600-talet	1130 ± 100	stock från timrad kista i provgrup OR I
5	Lilla Hoparegränd	-----	1325 ± 100	fyllning (huggspån) från 13,1 - 13,6 m djup i borrhål OR 3
6	Glaucus 3	1630-talet	1680 ± 100	påle i provgrup GEO 1
7	Glaucus 8	troligen 1600-talet	1385 ± 100	påle påträffad i fd Glaucus 7 vid grundförstärkningsarb 1969
8	Proserpina 1	början av 1800-talet	1615 ± 100	vertikal påle (3) bredvid grundmuren i provgrup OR 2
9	Proserpina 3	1770-talet	1335 ± 100	vertikal påle (7) under grundmur i provgrup OR 4
10	Proserpina 3	1770-talet	1570 ± 100	ruststock (2) i provgrup OR 5
11	Narcissus 4	1640-talet	1375 ± 100 1305 ± 100 1645 ± 100	ruststock (H) under grundmur i provgrup BO 2 lutande (16°) påle (B) bredvid grundmur i provgrup BO 2 stock (numrerad D i sektion och G i plan) bredvid grundmur i provgrup BO 2
12	Narcissus 1	1909 senare än 1800	1505 ± 100	lutande (27°) påle (6) bredvid grundmur i provgrup JW1 vertikal påle (7) bredvid grundmur i provgrup JW1
13	Achilles 1	1660-talet senare än 1700 senare än 1700		vertikal påle (K/P1) under grundmur i provgrup JW 1 lutande påle (s/P2) bredvid grundmur i provgrup GEO 2 liggande stock (P3) ca 1,2 m bredvid grundmuren i provgrup GEO 2
14	Medusa 1,2,6	1780-talet	1555 ± 90	lutande (20°) knäckt påle (5) bredvid grundmur i provgrup JW 1
15	Medusa 4	ca 1600	1220 ± 100	träspånskikt i fyllningen under grundmur i provgrup JW 1

nr	fastighet	byggnadsår	datering	prov från
16	Typhon 15	slutet av 1600-talet (obebyggd 1651)	senare än 1700 senare än 1700	vertikal påle (7) under grundmur i provgrup AO II lutande (ca 20°) påle (10) under grundmur i provgrup AO II
17	Typhon 14	1700-talets senare hälft	1495 ± 100	lutande påle under grundmur i provgrup BO C
18	Typhon 12,13	okänt	senare än 1700	påle under grundmur i provgrup AO IV
19	Cybele 12	troligen mellan 1636 och 1651	1750 ± 95 1270 ± 95	ruststock (6) under grundmur i provgrup JW 1 lutande, knäckt påle (2) under grundmur i provgrup JW 1
20	Cerberus 2	1700-talets första hälft (obebyggd 1651)	senare än 1825 1585 ± 90	lutande (ca 10°) påle (3) bredvid grundmur i provgrup JW 1 trästycke fastsatt på järnbeslag i provgrup JW 1
21	Pyramus 1	okänt	1640 ± 100 1580 ± 90	ruststock (A) under grundmur i provgrup AO 1 lutande (47°) påle (2) bredvid grundmur i provgrup AO 1
22	Pyramus 8	okänt tillbyggt 1917	1595 ± 90 1630 ± 90 1560 ± 90	ruststock (4) under grundmur i provgrup JW 1 lutande (6°) påle (2) under grundmur i provgrup JW 1 ruststock från äldre grundkonstruktion bredvid rälsplådd pelare i anslutning till provgrup JW 1
23	Thisbe 2	1600-talet eller tidigare	1305 ± 90 1565 ± 90	lutande (43°) påle (2) bredvid grundmur vertikal påle (6) under grundmur
24	Thisbe 4	1643	1350 ± 105	lutande (7°) påle under grundmur i provgrup AO IV
25	Thisbe 4	1643	senare än 1700 1205 ± 90	ruststock under grundmur i provgrup AO III lutande påle bredvid grundmur i provgrup AO III
26	Thisbe 3	1500-talet eller 1600-talet	1615 ± 90	påle under grundmuren i provgrup AO 1
27	Tritonia 8	1600-talets senare hälft (obebyggd 1651)	1645 ± 90 senare än 1700	vertikal påle (1) under grundmur i provgrup AO 1 lutande (13°) påle (2) under grundmur i provgrup AO 1
28	Tritonia 4	1785	senare än 1700	ruststock i provgrup AO 1

Tabell över radioaktiv åldersdatering av träprover. Lokalernas läge i plan framgår av fig 42.

Några av de i tabellen redovisade åldersdateringarna är särskilt intressanta och kommenteras därför närmare.

#### Kv Bootes 5 eller 6 (nr 1 i tabellen)

Den mot Skeppsbron lutande pålen som daterats till år 1545 ± 90 påträffades vid grundförstärkning år 1976. Den ingick i ett ca 5 m brett bälte med lutande träpålar som sträcker sig tvärs över Bootes 5 och 6 ca 10 m in från fasaden mot Skeppsbron. Såväl planläget som tidsdateringen talar för att denna pålning är utförd för den s.k. "yngre stadsmuren" (enl. Hans Hansson, Stockholms stadsmurar).

Kv Python 5 (nr 3 i tabellen)

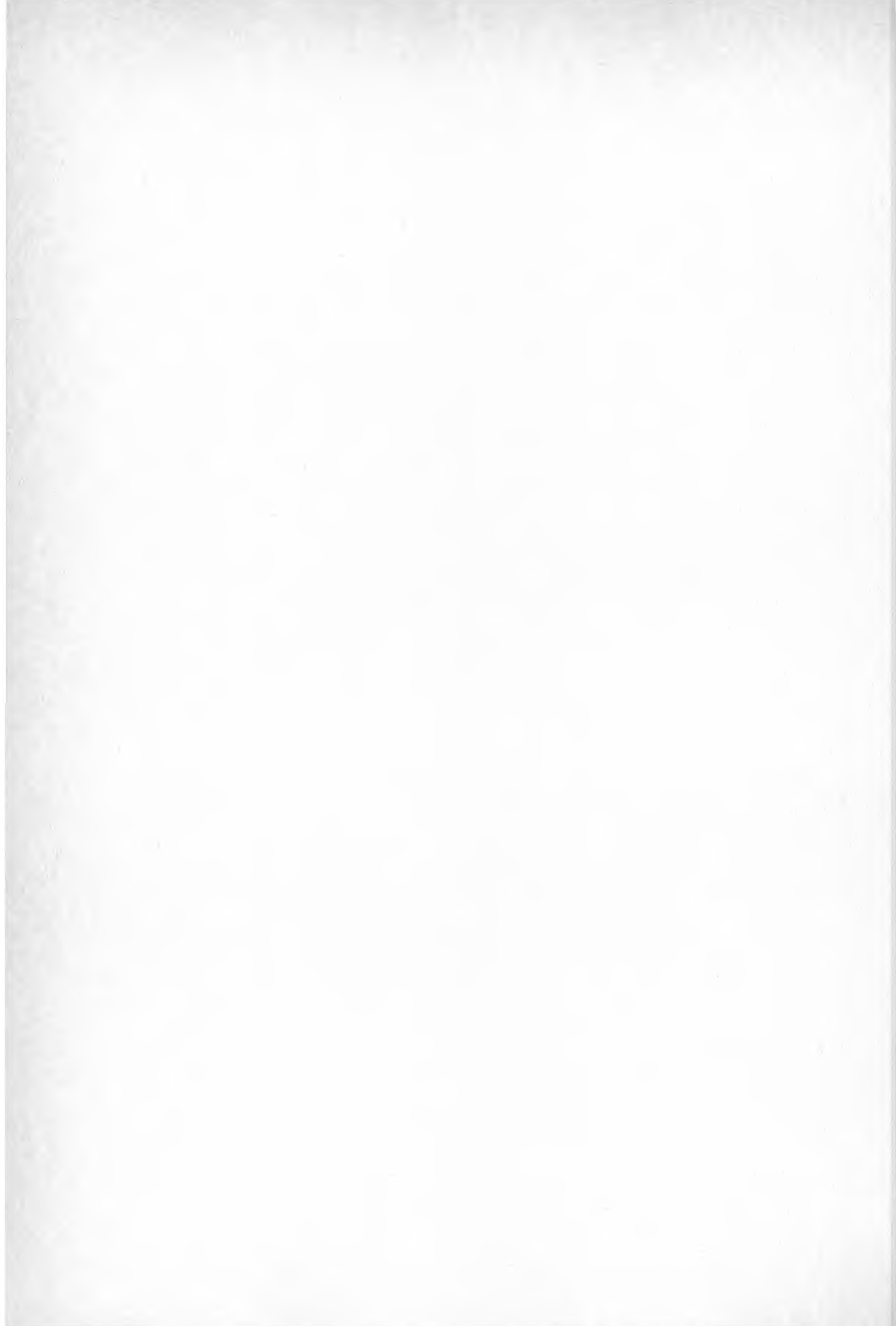
Vid grundförstärkning år 1967 påträffades en mängd tätt stående lutande träpålar vilka i stor utsträckning var "förskjutna" i förhållande till grundmurarna. Detta faktum har Arthur Löwe ansett som ett bevis för att horisontalrörelser ägt rum.

Vid uppdragning av träpålarna - nödvändigt för tryckning av nya pålar - konstaterades att pålarna var av två längder. De kortare var ca 5 m långa och raka, de längre ca 7 m och nedtill böjda. Många av de längre pålarna var dessutom knäckta.

Radioaktiva dateringar visade att de kortare pålarnas ålder överensstämde med husets vilket uppfördes år 1651, medan de längre pålarna var ca 300 år äldre. Uppenbarligen har pålarna för en medeltida byggnad, efter komplettering med nya pålar, utnyttjats vid grundläggningen av 1600-talshuset. En rimlig förklaring till att de senare pålarna är kortare är att dessa stoppat mot åsytan som komprimerats till stor fasthet vid neddrivningen av de äldre pålarna.

Kv Apollo nr 7 (nr 4 i tabellen)

Ingen pålning påträffades men i stället ett par mycket kraftiga, tvärgående stockar, som bar upp grundmuren. Stockarna var på källarsidan upplagda på en timrad kista med knutade hörn. En radioaktiv datering av virket i kistan gav till resultat år  $1130 \pm 100$ . Träprovet var taget från ytterkanten av virket, men eftersom detta var kanthugget, kunde man inte bedöma hur pass perifert det låg i den ursprungliga stocken. Det ligger nära till hands att tro att kistan timrats innan staden grundades, vilket skulle kunna betyda att någon form av anläggning kan ha funnits på Stadsholmen före denna tid. Man kan dock inte bortse från att kistan kan ha timrats av mycket gammalt virke.



## 6 GRUNDVATTEN

Under årens lopp har en mängd observationer av vattenytans nivå i fyllningen utförts. Praktiskt taget alla äldre grundvattenmätningar har varit momentana, t.ex. i provgropar i samband med grävningen. Undantag härifrån är sex långtidsobservationer i kv Apollo 7 och Luna 2, 3, 5 belägna ungefär vid mitten av Skeppsbron. Här har mätningar utförts under tiden 1968-74. Även i fastigheten kv Daedalus 5 nära Mälartorget har mätningar utförts under längre tid (1971-74).

Gatukontoret påbörjade i slutet av år 1978 långsiktiga observationer genom nedsättning av ca 20 grundvattenrör i fyllnadsområdena. Flertalet av dessa rör står med spetsen i fyllningen men några är nedsatta till åsen. Läget för samtliga långtidsobservationer framgår av fig 43. Diagrammen på fig 44 visar resultaten av hittills utförda mätningar i de nya observationsrören.

Underlaget är således begränsat varför en mer fullständig analys får anstå till dess resultatet av några års mätningar föreligger. Redan nu kan dock vissa uppgifter och tendenser anges.

Inom fyllnadsområdet i dess helhet har vattenytor påträffats från högst ca +0,6 till lägst ca -0,6. En viss skillnad finns dock mellan östra och västra sidan, främst beroende av olika vattenstånd i Saltsjön och Mälaren. På östra sidan (mot Saltsjön) ligger uppmätta vattennivåer i fyllningen normalt mellan -0,4 och +0,2 och på västra sidan (mot Mälaren) något högre från -0,2 till +0,4. Enligt de hittills utförda mätningarna är således skillnaden mellan den östra och västra sidan i medeltal ca 0,2 m.

De nya mätningarna i fyllningen visar en övre vattenyta som utmed skeppsbrohusens östra del ligger något högre (0-0,4 m) än Saltsjön. Tidigare mätningar visar dock att även motsatta förhållanden kan föreligga, dvs att vattenytan i Saltsjön ligger högre än vattenytan i fyllningen.

På mälarsidan visar de nya mätningarna normalt en tendens till lägre grundvatten (0-0,3 m) än vattenytan i Mälaren. Även här har dock lokalt vattenytor högre än Mälarens vattenstånd observerats.

Invid korsningen Stora Nygatan - Schönfelts gränd på västra sidan utförs mätningar såväl i fyllningen (rör 89 ö) som i den underliggande åsen (rör 90 u). Vattenytan i fyllningen har sedan rören monterades i oktober 1978 endast uppvisat små variationer mellan +0,1 och +0,3 vilket är något under Mälarens nivå (+0,2 å +0,4). För det undre röret i åsen har grundvattennivån under samma period varierat mellan -0,3 och +0,1. Vattenytan i fyllningen har således i medeltal legat 0,2 å 0,3 m högre än i åsen. Ett tämligen klart samband mellan vattenståndet i Saltsjön och grundvattenytan i åsen kan konstateras. En sänkning av vattenytan i Saltsjön med ca 0,5 m vid årsskiftet 1978-79 medförde sålunda en avsänkning i rör 90 u med 0,4 m. Även vattenytan i fyllningen sjönk något (0,1 å 0,2 m) men sambandet med Saltsjöns vattenstånd är här mindre klart.



Som framskyttat ovan påverkas grundvattenbildningen för Gamla Stan på ett avgörande sätt av dess läge mellan två stora vattensystem med skilda höjdförhållanden, Saltsjön och Mälaren vars karakteristiska vattenstånd är följande.

#### Saltsjön (år 1974)

HHW	+0,66
MHW	+0,32
MW	-0,27
MLW	-0,71
LLW	-0,95

Saltsjöns vattenstånd sjunker relativt land i takt med landhöjningen (ca 40 cm per 100 år).

<u>Mälaren</u>	Före reglering 1901 - 1942	Reglerade 1943 - 1967	1968 -
HHW	+1,61 (år 1924)	+1,01 (år 1944)	+1,01
MHW	+0,80	+0,64	+0,61
MW	+0,28	+0,27	+0,31
MLW	-0,09	+0,03	+0,21
LLW	-0,40 (år 1939)	-0,24 (år 1959)	-0,09

HHW = högsta förekommande vattenstånd under mätperioden  
 MHW = medeltal av varje års högsta vattenstånd under mätperioden  
 MW = medeltal av vattenstånden varje dag under mätperioden  
 MLW = medeltal av varje års lägsta vattenstånd under mätperioden  
 LLW = lägsta förekommande vattenstånd under mätperioden

Vattenståndet i Mälaren följer i stort sett landhöjningen. Regleringar har medfört att lågvattenytan höjts och högvattenytan sänkts.

Som ovan nämnts tyder de nya mätningarna på att vattenytan i fyllningen på östra sidan ligger något över Saltsjön och med omvända förhållanden på västra sidan. Vattenytan lutar således från Mälaren mot Saltsjön vilket är helt naturligt med hänsyn till skillnaderna i nivåförhållanden (ca 0,6 m skillnad i MW).

Hur sker då denna utjämning och hur påverkas grundvattenbalansen av förändringar i Mälarens resp Saltsjöns vattenstånd? Hittills utförda kortvariga mätningar antyder att de tämligen små nivåskillnaderna i Mälarens vattenstånd har obetydlig inverkan på vattenståndet i fyllningen, även på den västra sidan. De större variationerna i Saltsjöns vattenstånd inverkar påtagligt på grundvattenbalansen och förtjänar därför en närmare kommentar. På östra sidan syns vattennivån i fyllningen i stort sett följa Saltsjöns nivå. Normalt är den något högre i förhållande till denna. Saltsjöns vattenstånd fluktuerar dock mer än vattenytan i fyllningen.

Även på västra sidan syns Saltsjön ha stor inverkan på grundvattenbildningen. Inverkan på grundvattnet i åsen har berörts ovan men även en påtaglig inverkan på vattenytan i fyllningen kan spåras. Som tidigare nämnts följer vattenytan i fyllningen i stort sett Mälarens vattenstånd, men normalt med viss avsänkning i förhållande till denna enligt hittills utförda observationer i gatukontorets mätrör. Vid årsskiftet 1978-79 inträffade i

minst hälften av mätrören på västra sidan en tillfällig markant sänkning av vattenytan i fyllningen utan motsvarande sänkning av vattenståndet i Mälaren. Uppenbarligen sammanhänger denna sänkning med motsvarande sänkning av vattenytan i Saltsjön, vilket innebär att denna i hög grad även inverkar på grundvattensituationen på västra sidan. Sänkningens storlek uppgick till maximalt 0,3 ä 0,4 m men var i andra punkter knappt märkbar eller uteblev helt. Förklaringen härtill är de variationer i fyllningens genomsläpplighet som helt naturligt förekommer. Zoner eller "kanaler" med stor genomsläpplighet tycks finnas vilket ju är en förutsättning för snabb kommunikering med Saltsjön.

Saltsjöns inverkan på grundvattenytan på västra sidan kan få praktiska konsekvenser vad beträffar risken för rötangrepp i rustbäddar och träpålar. Det räcker således inte med att jämföra trägrundens nivå med Mälarens vattenyta utan även Saltsjöns variationer måste beaktas. Härvid inverkar även landhöjningen som på sikt medför en grundvattensänkning där Saltsjön är bestämmande för grundvattenståndet.

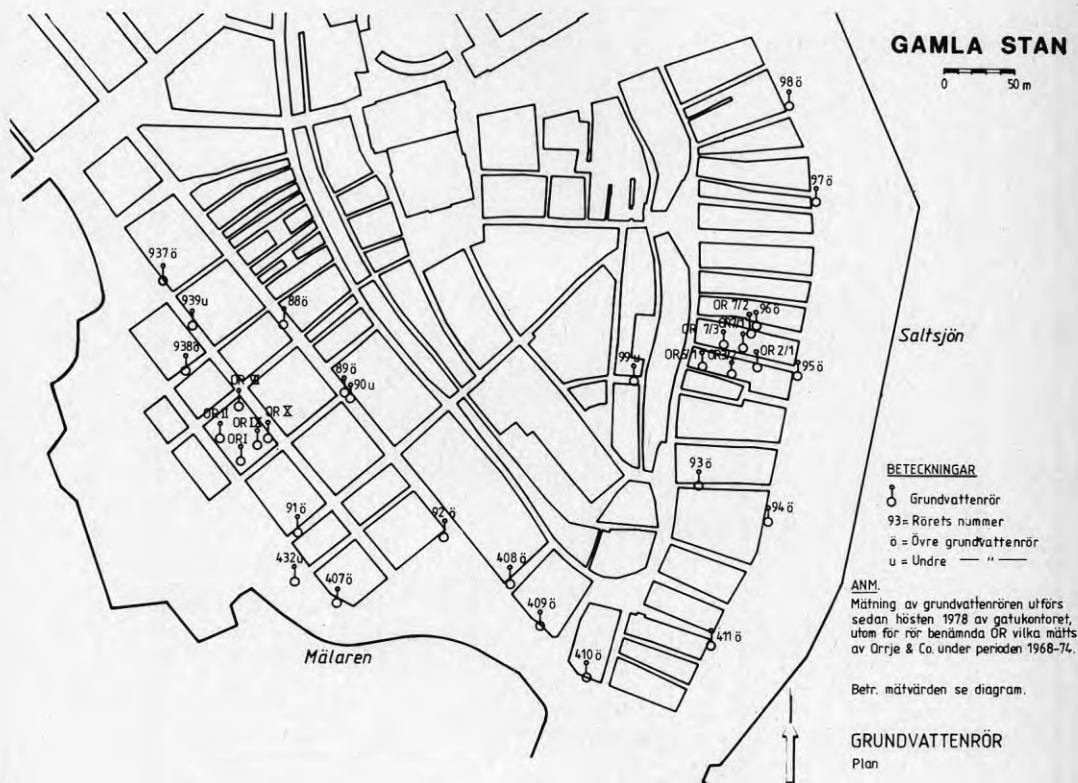
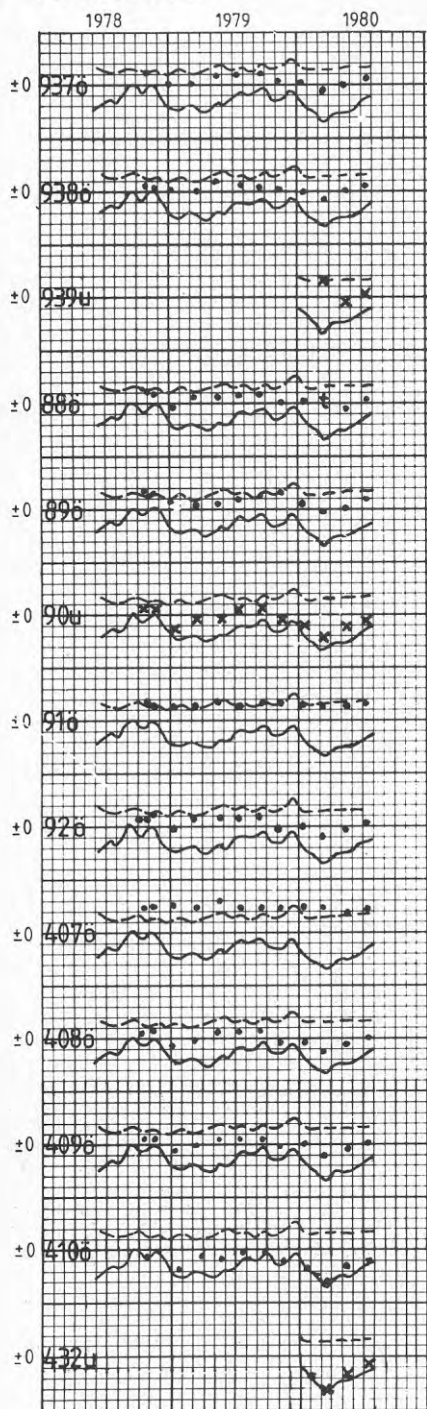
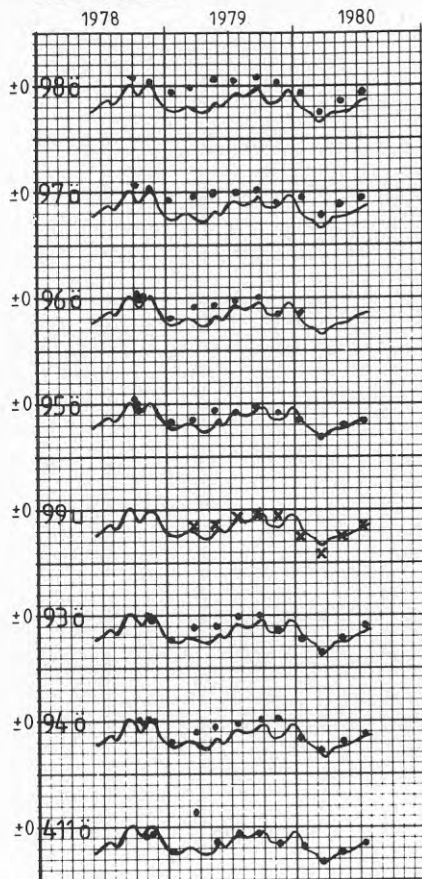


Fig 43. Mätrör för långtidsobservation av grundvattennivåer. Mätresultat se diagram på fig 44.

## Västra sidan

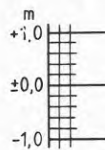


## Östra sidan



## Höjdskala

(kommunens höjdsystem)



## Beteckningar

- 937ö = övre grundvattenrör nr 937
- = Mälarens månadsmedelvattenyta (MW)
- = Saltsjöns " " " "
- = uppmätt vattenyta i övre grundvattenrör (ö)
- x = uppmätt vattenyta i undre grundvattenrör (u)
- † = röret torrt

Fig 44. Diagram över grundvattenobservationer jämförda med Saltsjöns och Mälarens medelvattenytor. Rörrens läge i plan framgår av fig 43.

## 7 DJUPBYGGNADSBEGRÄNSNING

Som framgår av avsnitt 3.5 "Stadsplan" är djupbyggnadsbegränsningen felskriven. Den kan tolkas som att dränerande ingrepp får göras ned till 4 m djup men ej djupare, en tolkning som kan få allvarliga konsekvenser. För bebyggelsen nära stranden ligger markytan normalt på nivåer mellan +2 och +3 och Saltsjön eller Mälaren nära nivån  $\pm 0$ . Trägrundernas överyta ligger normalt mellan nivåerna +1 och -1. En dränering till 4 m djup, dvs. till nivån -2, skulle därför kunna bli förödande för byggnader med vattendränkning och tämligen frisk trägrund. Dessutom skulle en sådan dränering, åtminstone under nivån cirka -0,5, knappast vara praktiskt genomförbar på grund av stark inläckning.

För innerstaden - frånsett Gamla Stan - har ett förslag till djupbyggnadsbegränsning utarbetats (se referenser). Detta innehåller begränsningar av källardjupet och av dränerande ingrepp. Härmed avses bl.a. pumpningar såväl i arbets- som permanentskedet, dränering via ledningar, schakter och dylikt. Avsikten med djupbyggnadsbegränsningen är bl.a. att undvika sättningsskador.

Förhållandena på malmarna avviker dock i väsentlig grad från de i Gamla Stan där nybyggnad i princip ej skall utföras. Många trägrunder i Gamla Stan är dock nu så skadade att det inte hjälper med att hindra en grundvattensänkning, som dessutom ändå obönhörligt fortgår, särskilt på Saltsjösidan genom landhöjningen.

Ett annat problem vid djupbyggnad i Gamla Stan är risken för stora skador i grannfastigheterna vid schaktning under dessas oftast mycket bristfälliga grundmurar.

Två former av djupbyggande förekommer, dels i samband med rivning/nybyggnad, dels genom att källargolv sänks vid grundförstärkning. Det senare är ganska vanligt och kan vara nödvändigt ur arbetsutförande- och nyttjandesynpunkt. Vissa anläggningar måste förläggas under mark, såsom t.ex. den nyligen byggda nätverksstationen i Järntorget.

Varje djupbyggande måste föregås av noggranna undersökningar och utredningar samt uppföljning. Ofta måste grannens grundmur förstärkas. Generellt är ingrepp under grannens grundmur olämpligt men i en del fall nödvändigt. Källarna är i allmänhet 2,5 å 3 m djupa och grundmurarna slutar normalt strax under källargolven. Ingrepp djupare än 3 m är sålunda i de flesta fall olämpligt i Gamla Stan. I vissa fall, när grundmurarna är dåliga eller källare saknas helt, kan djupet behöva begränsas ytterligare.

Att dränera grundvatten är normalt olämpligt ur sättningssynpunkt men nödvändigt med hänsyn till risken för översvämningar och saltvittring. Att ge generella restriktioner för dränerande ingrepp är därför inte möjligt. Här skall dock några allmänna riktlinjer ges för fyllnadsområdet.

Långvarig pumpning under nivån +0,4 på Saltsjösidan och +0,6 på Mälarsidan bör normalt ej utföras. I flera byggnader i Gamla Stan finns grundvattenpumpar. Det är viktigt att pumpning ej sker så att grannhus med i stort sett intakta trägrunder skadas. Sådana trägrunder finns, främst i byggnader uppförda kring sekelskiftet år 1900.

I avvaktan på mer omfattande grundförstärkningar bör man även undvika dränering kring högre belägna trägrunder. När grundförstärkning i ett delområde blivit klar kan det finnas skäl att ompröva frågan om grundvattensänkning. Ett skäl härför är att minska risken för saltvittring i murverken men denna vinst måste vägas mot olägenheter av ökade marksättningar.



## 8 SIDORÖRELSE

## 8.1 Tidigare sidorörelser

Byggnader inom de utfyllda strandområdena bär mer eller mindre tydliga spår av tidigare horisontala förskjutningar ut mot vattnet. För denna uppfattning talar flera faktorer såsom arten av inträffade husskador, geologiska förhållanden, utfyllnadsteknik samt i viss utsträckning förekomst av lutande träpålar. Indikationerna är tydligast inom skeppsbrovarteren på östra sidan men även mot Mälaren i väster finns uppgifter som talar för att lokala sidorörelser ägt rum. Rörelserna syns principiellt ha följande orsakssammanhang.

Inom de stora utfyllnadsområdena av delvis "sotippskaraktär" måste under den långa utfyllnadsprocessen stora och ojämna sättningar ha inträffat. Sannolikt uppkom även sidorörelser i form av lokala skred i fyllningsjorden. Genom successiv förmultning och konsolidering av fyllnadsmassorna har sättningarna så småningom avtagit men pågår än i dag och är några mm/år.

Sammanpressningen av de kompressibla fyllnadsmassorna mot den lutande fasta grusåsens överyta medförde - utöver vertikala sättningar - även sidorörelser i fyllningen genom plastiska deformationer och krypning. Dessa rörelser ökade vid yttre belastningar, t.ex. vid grundläggning av byggnader på rustbädd.

Vid pålgrundläggning medförde sidorörelserna i fyllningen att pålarna blev utsatta för horisontalkrafter varvid dessa snedställdes i vissa byggnader. Denna effekt förstärktes genom pålarnas ringa förmåga att uppta moment (dålig inspänning).

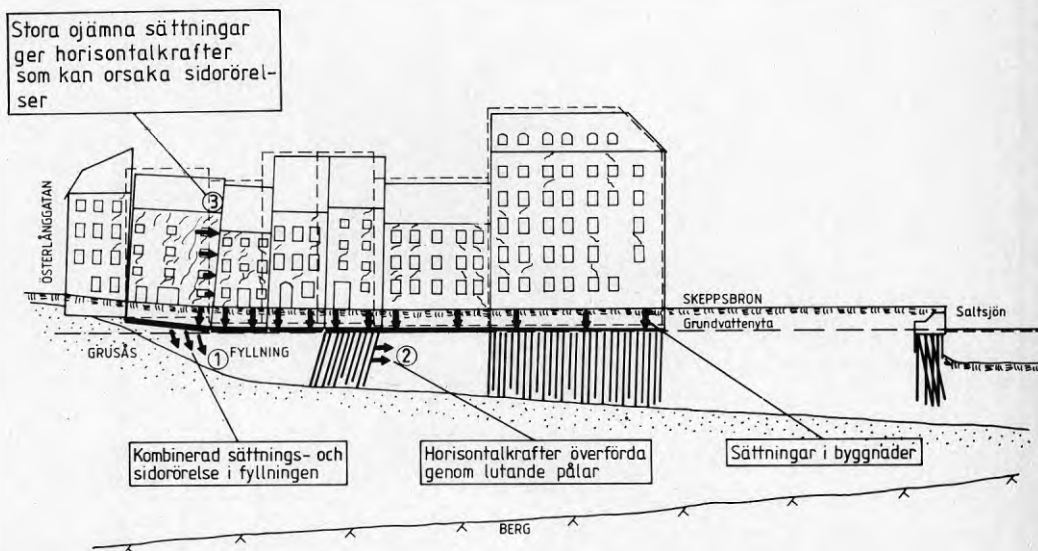


Fig 45. Principer för uppkomst av horisontalrörelser i byggnader och jord.

En viktig orsak till horisontalrörelser i byggnader är uppkomst av förskjutningskrafter genom stora och ojämna sättningar. Detta fenomen är främst knutet till hus nära den medeltida strandlinjen med blandad grundläggning på åsgrus och i fyllning. Vid den snedställning (tippning) av husen som uppstår när den på fyllning grundlagda delen sjunker relativt den åsgrundlagda delen pressas byggnadens övre del mot intilliggande hus. Genom "dominoeffekt" fortplantas den på så sätt uppkomna horisontalkraften till övriga hus i kvarteret och kan härigenom medföra en serie av horisontella förskjutningar. Principerna för ovanstående resonemang framgår av fig 45.

Horisontella tryckkrafter i murverken kan även uppstå genom den volymökning som inträffar i skjuvzonerna i samband med stora ojämna sättningar. Murverket kan härvid jämföras med en mycket fast lagrad friktionsjord. Skjuvbrott sker under en samtidig tvångsmässig volymökning, så kallad dilatans.

De sålunda alstrade tryckkrafterna kan på olika sätt överföras till angränsande byggnader eller byggnadsdelar, t.ex. genom valvbildning. Detta förutsätter att sättningarna är större vid kvarterets mitt än vid ändpunkterna. Ett exempel härpå är kv Proserpina där valvverkan i grändfasaderna utbildats mellan de två mest fasta punkterna i undergrunden, nämligen grusåsen mot Järntorget och träpålad del mot Skeppsbron. Med tilltagande ojämna sättningar vid övergången mellan grundläggning på åsgrus och fyllning ökar skjuvdeformationerna med dilatans i murverket. De genom valvverkan överförda tryckkrafterna medför att byggnadens nedre parti mot Skeppsbron (där sidostödet är svagt) pressas ut mot Saltsjön (fig 46).

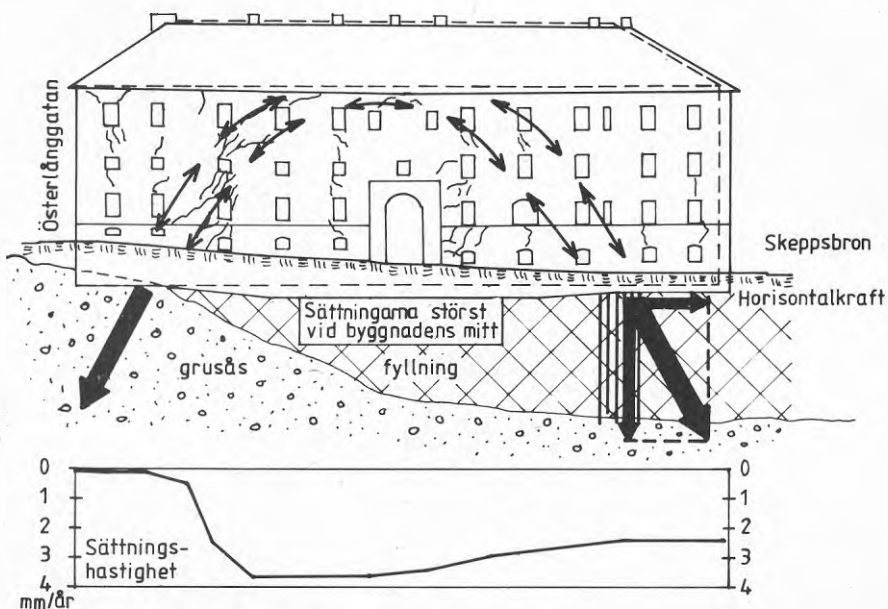


Fig 46. Ojämna sättningar kan ge valvbildning och horisontalrörelser (kv Proserpina).

Ovanstående förklaringar till att horisontella rörelser har inträffat i hus och i vissa fall fortfarande kan pågå är självfallet förenklade. Ofta kan flera faktorer ha samverkat. Sannolikt kompliceras bilden av andra faktorer, inte minst av äldre grundrester från byggnader och försvarsverk, hur skjuvkrafter kan uppstås i fyllningen, förutsättningar för valvbildning i murverk etc. Horisontalrörelsernas samband med sättningarna syns dock ha avgörande betydelse för samtliga orsaksteorier.

Mot bakgrund av ovanstående bedömningar ställs osökt frågan; pågår sidorörelser fortfarande och är dessa av sådan storlek att de har praktisk betydelse ur skadesynpunkt? För att försöka besvara denna fråga har under senare tid olika slag av mätningar utförts. Nedan följer en kortfattad redogörelse för dessa mätningar jämte resultatet därav. Utöver redovisningarna finns för vissa mätmetoder mer utförliga beskrivningar vilka redovisas i bilagor.

## 8.2 Inklinometermätningar

### 8.2.1 Metodik och omfattning

Mätning av horisontalrörelser i jord med inklinometer har utförts i eftergivliga rör som installerats nästan vertikalt i jorden (fyllningen) med spetsen nere i den fasta grusåsen. Rörrens böjstyvhet är så liten att de i det närmaste följer eventuella horisontalrörelser i jorden. Med hjälp av en speciellt utformad mätkropp, den s.k. inklinometern, mäts rörets lutning på normalt varje meter. Skillnaden i lutning mellan olika tidpunkter är ett mått på rörets förskjutning i sidled, dvs. den horisontala rörelsen i jorden. En mer noggrann redogörelse för metodik och utförande finns i bilaga 1 upprättad av Statens Geotekniska Institut (SGI) som även svarat för merparten av mätningarna.

Mätningarna påbörjades redan 1969 vid Slussplan och 1971 i Gaffelgränd och Mälartorget. Mätroren installerades med svag lutning i förväntad rörelseriktning. I rören mättes endast den största lutningen på varje nivå men ej dess riktning vilket endast gav en uppfattning om eventuella jordrörelser i rörets lutningsriktning. I rör satta efter 1975 sker mätningarna i två mot varandra vinkelräta riktningar, vilket ger större noggrannhet.

År 1975 installerades totalt 10 mätörer varav 7 var av plast med invändig diameter  $\varnothing$  42 mm. De övriga tre var av annan typ och består av ett stålrör med invändig diameter  $\varnothing$  89 mm. Rörets formförändring mäts här med en speciell "geosond" som förs ned i röret och som i princip består av två diametralt förlagda metallstänger. Mätningarna med geosond, som lanserats av BPA, har utförts av ingenjörsfirma Sune Sandqvist. Mätrorens placering framgår av fig 47.



Fig 47. Läge av mätrör för mätning av horisontalrörelser i jord.

För registrering av sättningar i jorden anbringades på några mätrör förskjutbara magnetringar på vissa inbördes avstånd. Mätning av sättningar utfördes med hjälp av en speciell indikator fastsatt i ett stålmåttband. Dessa mätningar fungerade ej.

Under år 1979 har ytterligare sju mätrör för fortsatta inklinometermätningar installerats, vilket medför att det totala antalet mätrör uppgår till 19.



Fig 48. Inklinometermätning på Skeppsbron.

### 8.2.2 Slutsatser

Några tydliga indikationer på utglidningar av fyllningen inom Gamla Stans strandzoner mot omgivande sjösystem har ej konstaterats genom utförda mätningar. Om sidorörelser trots allt pågår måste dessa ske mycket långsamt. Vissa utböjningar av mätrören har inträffat men dessa bedöms ligga inom mätnoggrannheten eller ha orsakats av påhängskrafter genom sättningar (normalt 3 å 5 mm/år) i fyllningen.

Mätröret i Norra Bankogränd (nr 50) uppvisar på ca 4 m djup en horisontal rörelse mot Skeppsbron av ca 1 mm/år. Vid markytan finns ingen rörelse i denna riktning. Begränsningen i djupled samt den exceptionellt stora sättningen inom detta avsnitt (7 å 8 mm/år) talar för att rörelsen är lokal och betingad av stora skillnader i kompressibilitet hos fyllnadsmassorna.

Noggrannheten i mätningarna påverkas av ingående felkällor. Fel kan uppkomma vid mätning av rörens lutning, avvikelser i mätriktning och genom att rören ej helt följer jordens rörelser. Fel av sistnämnda orsak föreligger där marksättningar pågår, vilket genomgående är fallet inom fyllnadsområdet. Sättningarna medför vertikala påhängskrafter, varvid mätrören får extra utböjningar.

SGI har gjort en tolkning av rimlig felmarginal redovisad som ett intervall inom vilket mätningarna bör ligga om mätrören ej rört sig. Som felmarginal har valts 1 % i lutningsändringen och 0,5° i riktningsinställningen för de inklinometermätningar som sker i två riktningar. Mätningarna i de äldre rören och med Geosond har SGI ansett ha sämre noggrannhet.



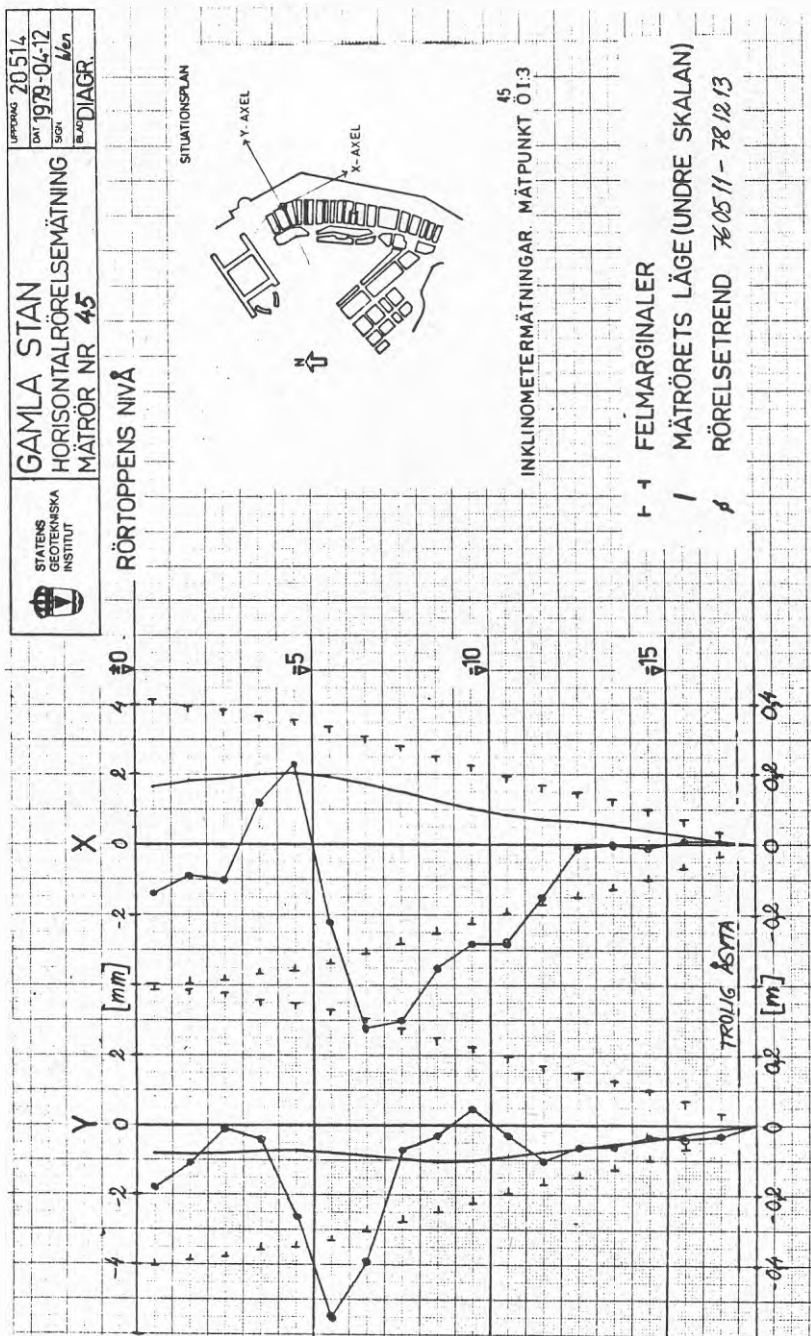


Fig 49. Exempel på beräknad linjär rörelsetrend enligt statistisk bearbetning av mätresultat från inklinometermätningar (mät punkt 45 i Skeppar Karls Gränd).

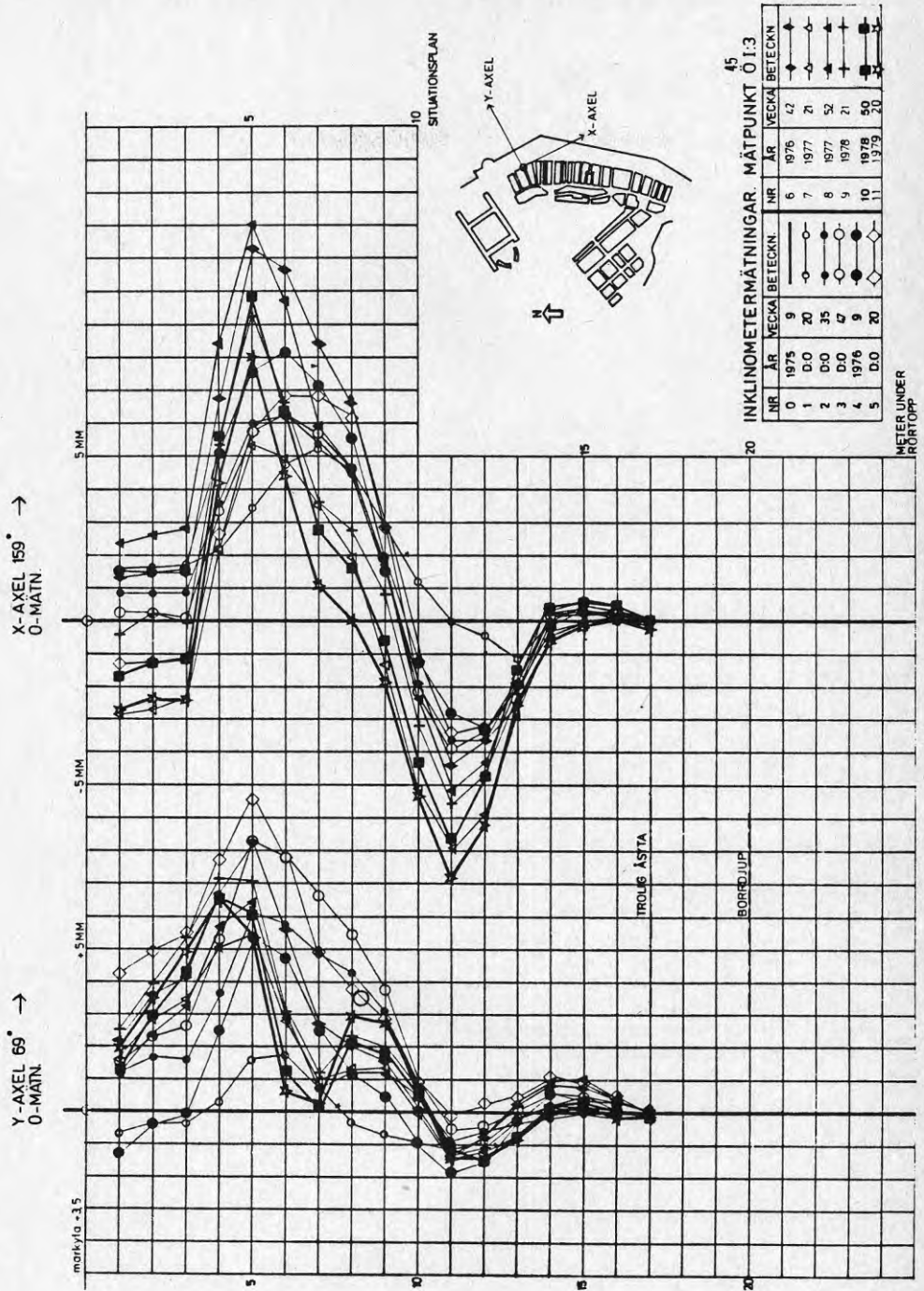


Fig 50. Exempel på mätresultat från inklinometermätning i Skeppar Karls Gränd (mätör 45). Sammanställning av samtliga mätningar sedan år 1975.

För att försöka urskilja även mycket små rörelser har en statistisk bearbetning av mätresultaten utförts. Härvid har i första hand studerats riktningar och nivåer där lutningen varierat som mest under den senaste treårsperioden. Den sålunda beräknade linjära trenden har redovisats i diagramform. Fig 49 visar en sådan redovisning för mätrör 45 i Skeppar Karls Gränd. Samtliga mätningar i denna mätpunkt från år 1975 har redovisats i fig 50.

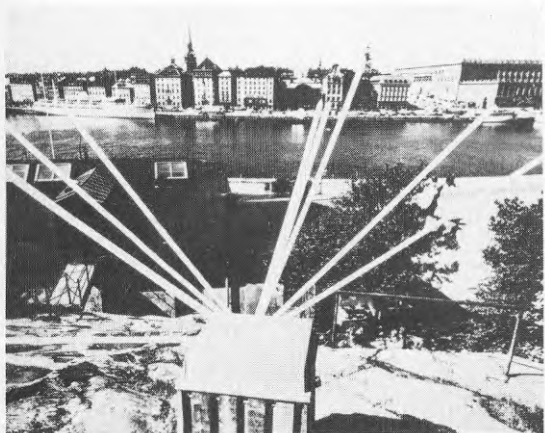


Fig 51. Mätstation på Skeppsholmen och mätriktningar mot Skeppsbron



Fig 52. G Galvenius mäter med Mekometer.

### 8.3 Optisk längd- och vinkelmätning

#### 8.3.1 Metodik och omfattning

I syfte att utröna om horisontala rörelser pågår i byggnader längs Skeppsbron har optisk längdmätning utförts från en plats på Skeppsholmen. Med hänsyn till att eventuella horisontalrörelser i byggnaderna är små ställs höga krav på mätnoggrannhet, speciellt med tanke på önskemål om att få säkra resultat inom rimlig tid. Av denna anledning valdes Mekometer (typ ME 3000), ett elektrooptiskt precisionsinstrument för distansmätning. Medelfelet på aktuella avstånd, 300-600 m, har angetts till 0,5 å 0,8 mm. Denna höga noggrannhet ställde i utsikt att redan några års mätningar skulle kunna ge besked om signifikanta lägesförändringar hos mätpunkterna.

Under perioden 1975-79 utfördes ett antal mätningar på mätpunkter i följande byggnader: kv Proserpina, kv Luna, kv Bootes (2 st) och Slottet (2 st), fig 53. Totalt har mätningar utförts vid nio tillfällen varav ett under vardera åren 1975, 1977 och 1979, två under 1976 och fyra under 1978.

Som komplement till mätningarna med Mekometer har även utförts vinkelmätningar med precisionsteodolit av fabrikat Kern, typ DKM 3. Avsikten härmed var att eventuella rörelsekomponenter vinkelräta mot siktlinjerna skulle kunna verifieras. Noggrannheten förväntades dock vara sämre än vid avståndsmätningar med Mekometer. Mätningarna har utförts från samma plats på Skeppsholmen

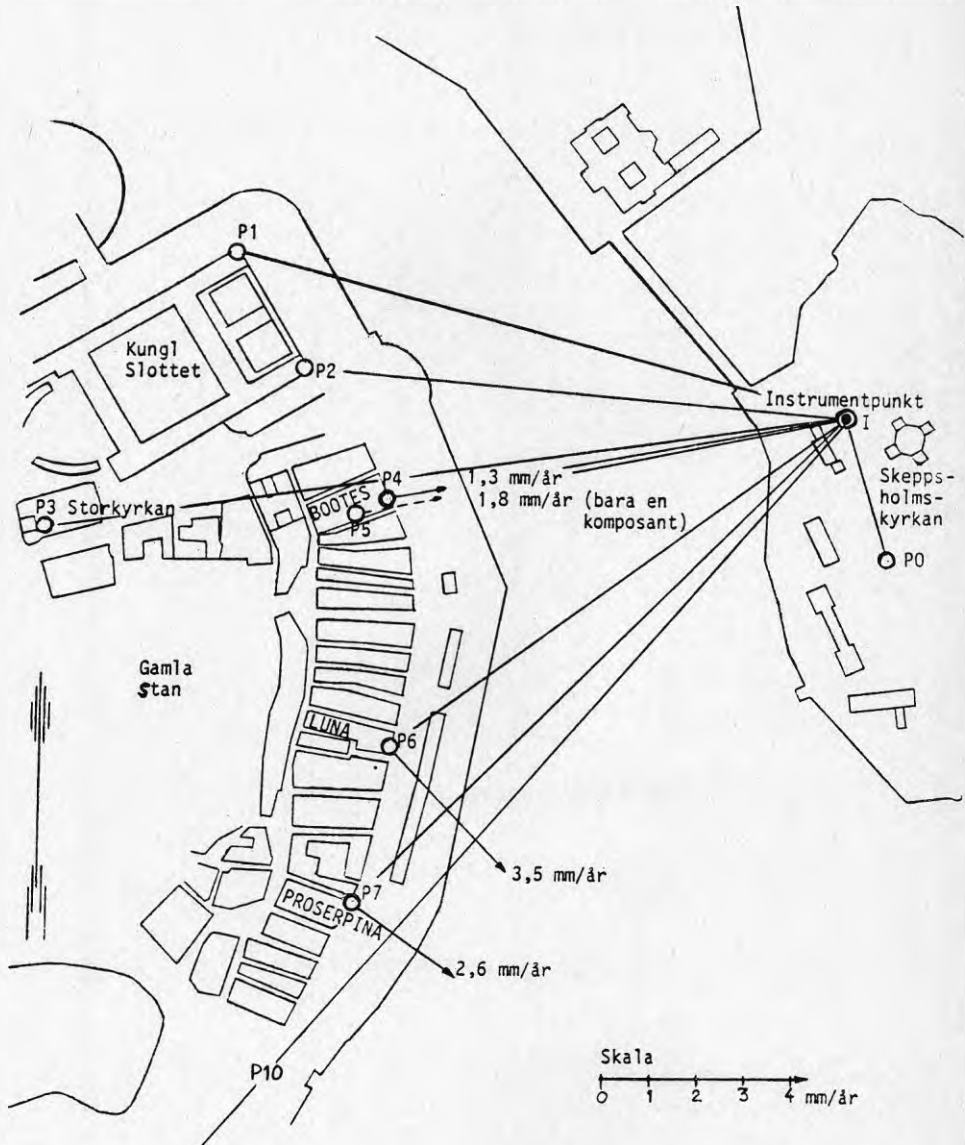


Fig 53. Mätstation och mätpunkter för optisk längd- och vinkel-mätning samt storlek av uppmätta rörelser.

och mot samma mätpunkter vid Skeppsbron. Horisontalvinklar har mätts vid fem olika tillfällen under perioden maj 1976 - oktober 1979. Avvikelse vid definiering av vissa mätsignaler har dock reducerat mätperioden till ca 2,5 år.

Mätningarna har i huvudsak utförts av institutionen för geodesi vid KTH, som redovisat resultatet i en särskild rapport, bilaga 2.

### 8.3.2 Slutsatser

Mätvärdena har bearbetats med s.k. linjär regressionsanalys, en metod för att statistiskt fastställa linjära funktionssamband. I detta fall har det varit frågan om att bestämma hur stora fasadpunkternas årliga lägesförändringar varit dels i riktning mot instrumentpunkten på Skeppsholmen, dels i en riktning vinkelrät däremot. Trots att eventuella husrörelser sannolikt sker språngvis bygger den statistiska hypotesen således på att mätpunkterna i varje hus haft konstant rörelsehastighet med oförändrad riktning. Denna hypotes innefattar även möjligheten att husen inte rört sig alls. Förekomst av husrörelser under mätperioden betraktas som signifikant först då eventualiteten att husen inte rört sig faller utanför den beräknade rörelsens 99-procentiska symmetriska konfidensintervall. Man kan även uttrycka detta så att risken för att ett stabilt husläge på grund av mätosäkerhet skall tolkas som en signifikant husrörelse är mindre än 1 %.

Avståndsmätningarna med Mekometer visar att de båda mätpunkterna i kv Bootes (P4 och P5) haft statistiskt signifikanta rörelser i riktning mot mätpunkten på Skeppsholmen. Under den ca 4 år långa observationstiden har den totala rörelsen i dessa punkter uppmätts till 5,2 resp. 7,1 mm. Motsvarande rörelser i kv Luna och kv Proserpina längre söder ut på Skeppsbron (mätpunkter P6 och P7) har varit 1,6 respektive 1,9 mm. Dessa lägesändringar är emellertid ej statistiskt signifikanta. För de båda mätpunkterna i Slottet (P1 och P2) har inga lägesändringar påvisats.

De största rörelserna har uppmätts i punkterna P6 och P7 genom vinkelmätningar. Under den 2,5 år långa mätperioden uppmättes totala lägesändringar i en riktning vinkelrät mot siktlinjen från instrumentpunkten på Skeppsholmen av 8,6 respektive 6,4 mm. För övriga mätpunkter är de genom vinkelmätningar bestämda lägesändringarna obetydliga.

En sammanfattning av mätpunkternas rörelser till storlek och riktning under mätperioden har redovisats på fig 53. Med hänsyn till vinkel- och avståndsmättningsperiodernas olika längd (2,5 resp. 4 år) har ur jämförelsesynpunkt den genomsnittliga rörelsen i mm per år redovisats. Med reservation för att eventuella rörelser i verkligheten sannolikt sker språngvis visar mätningarna signifikanta, i huvudsak mot kajkanten riktade rörelser som i kv Bootes uppgår till ca 1,5 mm/år och i kv Luna och kv Proserpina till 3,5 resp. 2,6 mm/år. I de båda slottsmätningarna har inga lägesförändringar kunnat påvisas, vilket är naturligt med hänsyn till att slottsflyglarna är grundförstärkta.

De enligt mätningarna anmärkningsvärt stora husrörelserna i kv Luna och kv Proserpina kan dock ej okritiskt accepteras. Ett viktigt skäl härför är att dessa rörelser bygger på vinkelmätningar, vilka har sämre noggrannhet än avståndsmätningarna och



och som utförts under kortare tid än dessa. Vid språngvisa husrörelser och kort observationstid kan dessutom en felaktig bild av rörelserna på längre sikt erhållas.

Genom att mätpunkterna är monterade ca 4 m över gatunivån är det dessutom möjligt att uppmätta rörelser beror på lutningsändringar i fasaderna utan att husen därför i sin helhet glidit ut mot kajen. Detta gäller särskilt för husen i kv Luna, kv Proserpina och kv Bootes 9 med bräckliga grundkonstruktioner.

En grov studie av sättningarna i husen är gjord. Denna tyder snarare på att skeppsbrofasaderna "stjälper" inåt land än ut mot sjön, vilket talar för att horisontalrörelser verkligen ägt rum i vissa byggnader.

Med hänsyn till att frågan om horisontalrörelser äger rum eller ej löper som en "röd tråd" genom resonemangen kring Gamla Stans strandbebyggelse är tillgången till säkra och omfattande mätningar av stor betydelse. En fortsättning men även utökning av mätprogrammet har därför inletts.

#### 8.4 Mätning mot metallstång

##### 8.4.1 Utförande och omfattning

I syfte att mäta om horisontala förskjutningar pågår installeras år 1975 en metallstång i källaren till kv Proserpina vid Skeppsbrons södra del. Den längsgående stängen är upphängd i glidöglor på konsoler infästade på grundmurens insida mot Norra Bankogränd. Stängens totala längd är 62,4 m och diameter  $\varnothing$  20 mm. Den lutar i  $3^\circ$  vinkel mot horisontalplanet ned mot Skeppsbron.

Efter genomborrning av grundmuren mot Österlånggatan har stängen dragits fram under gatan och fästs i grundmuren till kv Trivia väster om Österlånggatan. Den andra ändpunkten mot Skeppsbron är fri.

Byggnadens rörelser mäts relativt den fixerade mätstången. Mätningar sker i anslutning till de konsoler som uppbär stängen, totalt 14 punkter. Vid varje mätpunkt är på stängen fäst ett böjt rundjärn vars fria ände passar in i en på konsolen fäst mätring. Själva mätningen sker med en speciell mätlocka. För att övervinna eventuell friktion i mätöglorna förspänns stängen i sin fria ände mot Skeppsbron med 0,75 kN före varje mätning.

Anläggningens utformning är redovisad på fig 54. En mer detaljerad beskrivning av metoden med praktiska synpunkter, diskussion av mätresultaten m.m. har utförts av J&W med redovisning i särskild rapport, bilaga 3.

I inledningsskedet åren 1975-76 utfördes mätningar i stort sett varje månad. Senare har mätningarna minskats till ca 2 ggr/år.

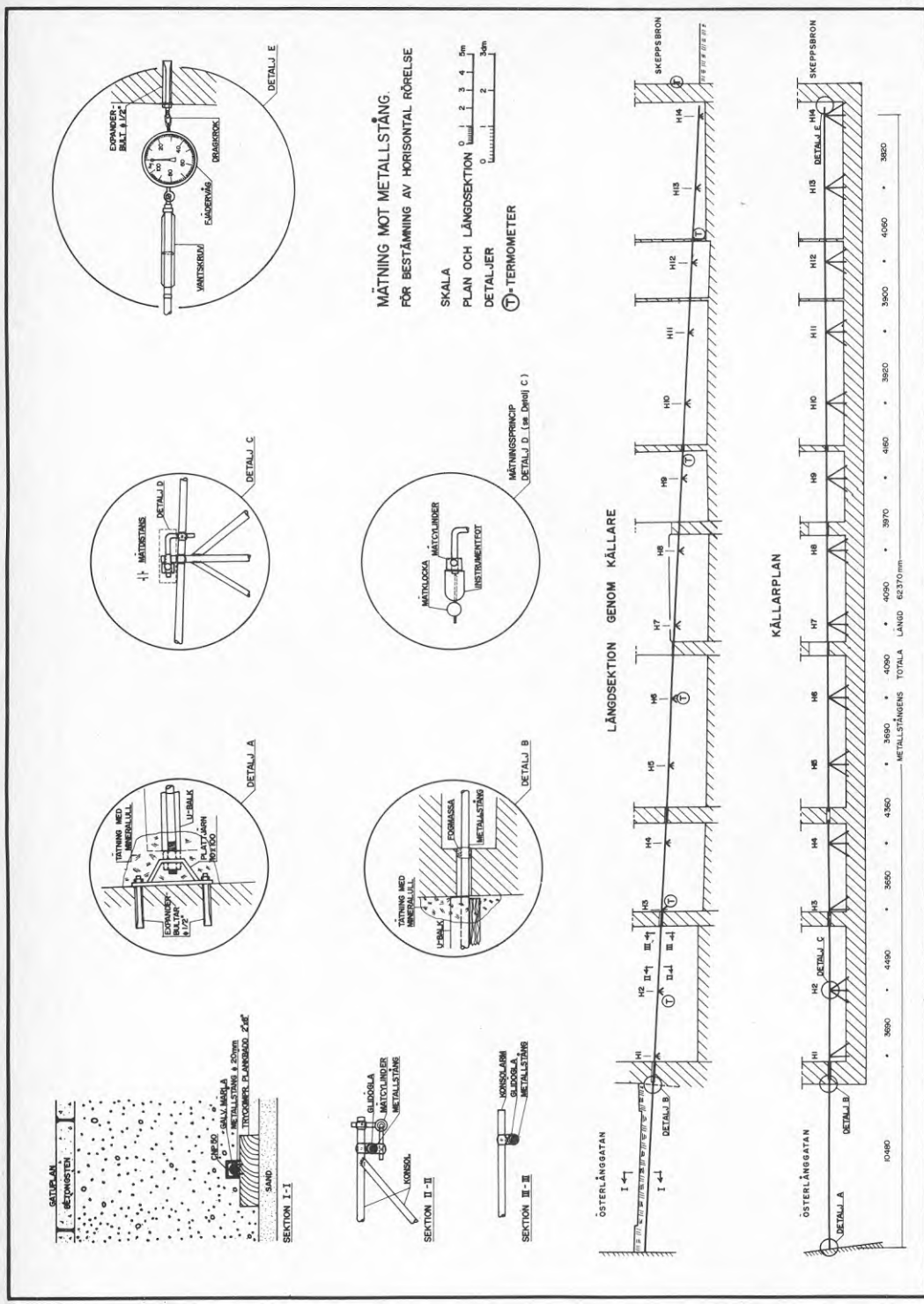


Fig 54. Metallstång i kv Proserpina för mätning av horisontalrörelser. Anläggningens utformning.



Fig 55. Husrörelser i förhållande till metallstången mäts med mätklocka.

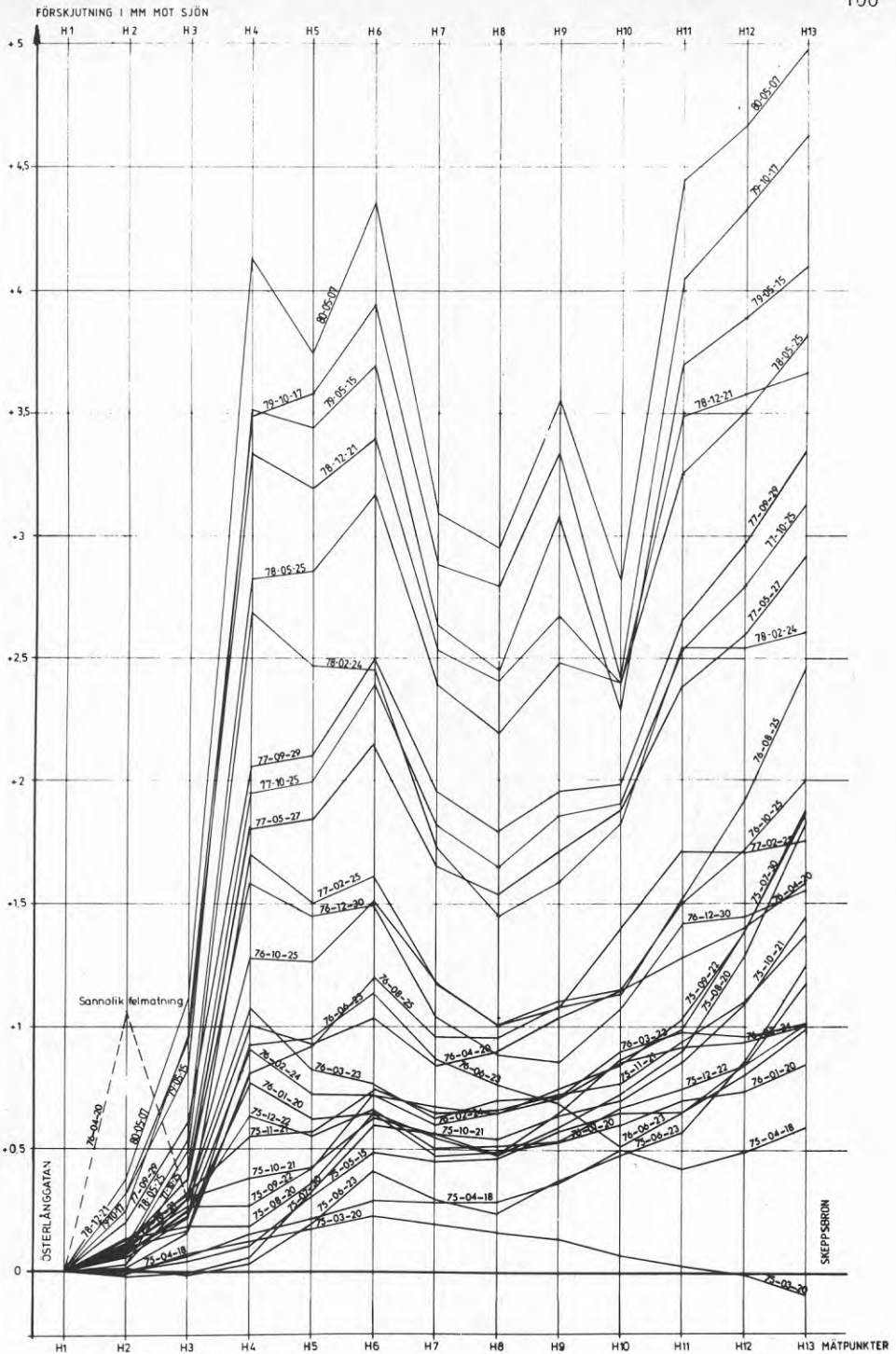
#### 8.4.2 Mätresultat

Alla mätningar är relaterade till en punkt H1 belägen vid byggnadens fasad mot Österlånggatan. Detta innebär att det man egentligen mäter är eventuella inbördes längdändringar i byggnaden och ej byggnadens absoluta rörelser i förhållande till en fast utgångspunkt. Rimligen är dock den på grusåsen grundlagda fasadväggen tämligen fast i förhållande till byggnaden i övrigt.

Mätningarna visar en olikformig horisontal rörelse hos byggnaden relativt metallstången i riktning mot Skeppsbron, se fig 56. Delen närmast Österlånggatan (punkter H1-H3) har praktiskt taget legat stilla medan övriga delen rört sig. Rörelsen är störst, ca 4,5 mm eller ca 1 mm/år, i punkt H13 närmast Skeppsbron (mät-punkt H14 skadad). Därefter i storlek, 3,5 å 4 mm, kommer de båda närmast angränsande punkterna H11 och H12 men även punkterna H4-H6, 15-20 m från Österlånggatan. Inom den ca 15 m långa mellers-ta zonen (punkterna H7-H10) är sidorörelsen klart mindre, 2,5 å 3 mm, vilket är anmärkningsvärt. En trolig orsak härtill är den valvbildning som bedöms ha uppkommit i byggnaden genom ojämna sättningar och som bedöms kunna orsaka horisontalrörelser (jfr ovan under punkt 8.1).

En markant skillnad i rörelser finns således mellan punkterna H3 och H4 som markerar övergången mellan grundläggning på åsen och i fyllning. Av sprickbilden framgår tydligt att byggnaden här "går isär" genom kontinuerlig vidgning av befintligt spricksystem (se fig 72, kap 10).

En viss periodicitet i rörelserna kan förmärkas med accelererande rörelser under sommaren och avtagande under vintern. Förutom naturliga svällnings-krympningseffekter kan detta även bero på onoggrannheter vid temperaturmätningar och därmed sammanhängande felaktigheter vid längdkorrigerig av mätstången. T.ex. medför en avvikelse i temperaturen med 1 å 2° en skillnad i längddifferens för hela mätstången av 0,5 å 1 mm.



## 8.5 Inmätning av koordinatpunkter

I byggnader och gator har stadsingenjörskontoret monterat ett stort antal mätpunkter som koordinatbestämts. För att få indikationer på eventuella sidorörelser har mätresultaten från flera inmätningar jämförts. Vissa mätpunkter anbringades redan 1909 medan andra utsatts först under 1960-talet. Inmätning av dessa punkter har normalt utförts med teodolit utom vid Slottsbacken och Brunnsgränd där stålmåttband använts. Som fixpunkter har använts två polygonpunkter, nr 1079 i korsningen Kåkrinken-Västerlånggatan och nr 1089 vid Stortorget.

Mätresultaten visar påfallande stor spridning vad beträffar rörelsernas storlek och riktning. Särskilt stora rörelser, 50 å 100 mm eller lokalt ännu mer, har uppmätts i hussocklar inom den nordvästra delen medan rörelserna i övrigt normalt understiger 50 mm. I vissa fall är resultaten helt orimliga, t.ex. när mätpunkter flyttats sig 5 å 10 cm i riktning mot den centrala fasta delen, dvs. rakt mot förväntad rörelseriktning. Några särskilda trender kan ej heller utläsas av resultaten utan intrycket är att - om rörelser överhuvudtaget inträffat - rörelserna har individuella orsaker betingade av olikheter i grundläggnings-jordartsförhållanden.

Det sannolika är dock att mätningarna är behäftade med större eller mindre fel. Sådana kan lätt uppstå t.ex. genom små fel i utgångsvinkeln från fixpunkterna vilket avsevärt kan påverka rörelsens storlek och riktning hos mätpunkterna. Dessutom kan i vissa fall mätpunkter i hussocklar och gatumark ha rubbats. Sammanfattningsvis syns därför de registrerade rörelserna bära ses med skepsis.

## 8.6 Mätningar i tunnelbanestationen

### 8.6.1 Omfattning och utförande

Enligt "Teknisk beskrivning av Stockholms tunnelbanor" från år 1957 var en förutsättning för konstruktionsarbetena vid station Gamla Stan bland annat: "Vid denna station befinner sig marken i rörelse i såväl vertikal som horisontal led med några millimeter per år." Av denna anledning ansåg gatukontoret det vara befogat att låta mäta eventuella rörelser i den nya pålgrundlagda T-banestationen.

Mätning av såväl sättningar som sidorörelser har under tiden 1958-64 utförts årligen. Från år 1967 sker mätningarna med fyra års intervall. Resultatet har redovisats av gatukontoret i en rapport, bilaga 4. Omfattningen och resultatet av dessa mätningar är i korthet följande.

Förutom precisionsavvägning av en mängd punkter utfördes kontroll av sidorörelser i totalt 15 punkter, huvudsakligen belägna på stödmuren mot Riddarfjärden. Från en uppställningspunkt på stationens norra del mättes med en sekundteodolit vinkeln mellan resp. mätpunkt och en bestämd utgångsriktning (tornspira på Mariaberget). För kontroll av utgångsriktningen användes en i spårtunnelns vägg norr om stationen ingjuten ståldubb. Med



hjälp av vinkeländringar och avstånd från stationspunkten har sidorörelser i ungefär öst-västlig riktning beräknats. Felmarginalen i mätningarna, vilka utfördes nattetid, har angetts till  $\pm 2$  ä 3 mm. Eventuella rörelser i nord-sydlig riktning kontrollerades genom avståndsmätningar mellan dubbarna.

En ytterligare mätning av sidorörelser har utförts i gångtunneln mellan biljetthallen och kv Ikaros. I de båda dilatationsfogarna som finns här har eventuell vidgning av fogarna kontrollmätts genom montering av dubbar på ömse sidor om fogarna.

### 8.6.2 Resultat

Av de 15 mätpunkterna har 10 kontrollmätts fram till år 1979, de övriga 5 endast till år 1961. Under den totalt ca 20 år långa mätperioden har flertalet mätpunkter uppvisat små rörelser, vilka i stort sett kan anses ligga inom felmarginalen för den använda mätmetoden. Endast tre punkter (nr 15, 16 och 18) har visat påtagliga rörelser i riktning mot Riddarfjärden, 17-25 mm, motsvarande i genomsnitt ca 1 mm/år.

Mätningarna av mellanrummen i dilatationsfogarna i gångtunneln har visat mycket små förändringar, maximalt ca 2 mm. Rörelsen har växlande riktning och ligger helt inom ramen för temperaturberoende variationer.

Även i plattformarnas längdriktning har rörelserna normalt varit små, 2-4 mm. I två fall har dock ändringen varit större, i det ena fallet en minskning med 15 mm under en tid av 16 år och i det andra en ökning med 10 mm under samma tid.

Mätningarna har visat att de verkliga sidorörelserna har varit mindre än förväntat (tidigare konstaterade sidorörelser ca 3 mm/år enligt Svenska Kommunaltekniska Föreningens handlingar nr 12, 1952). En bidragande orsak härtill kan vara den av hamnförvaltningen efter muddring utlagda stödbanken av sprängsten väster om stationen. Den lokalt uppmätta större sidorörelsen (ca 20 mm) kan eventuellt bero på förekomst av kvarliggande lös jord under stödbanken eller på dålig packning av denna. De iakttagna rörelserna har dock ej gett anledning till farhågor för anläggningens framtida bestånd.

### 8.7 Pållutningar

I källaren till många hus har under ca femtio års tid grävts ett stort antal provgropar. Avsikten har oftast varit att kontrollera grundläggningens utförande och kondition före grundförstärkning. Där träpålar ingår i grundkonstruktionen har härvid erhållits en stickprovsmässig kontroll av pållningens utförande. Dokumentationen av utförda provgropar, särskilt vad gäller pållarnas kondition, omfattning, lutning m.m., är tyvärr ofta bristfällig. Det har dock känts angeläget att försöka tolka de informationer som provgroparna trots allt ger, främst vad beträffar pållarnas lutningsförhållanden och eventuella samband med sidorörelser hos byggnader och fyllning. Informationer har i flera fall även erhållits vid friläggning av träpålar i samband med grundförstärkningar. Vissa skillnader har härvid konstaterats mellan den östra och den västra sidan, varför dessa behandlas var för sig.

Pålningens utseende för skeppsbrotkvarteren är speciellt intressant att studera eftersom förutsättningarna för horisontalrörelser här med hänsyn till den tämligen branta lutningen hos åsytan har bedömts vara större än på den västra sidan. Som bevis för horisontalförskjutningar har A. Löwe redovisat sina iakttagelser från träpålarna i kv Python nr 5 i samband med utförd grundförstärkning 1968. Härvid konstaterades att de avrötade pålskallarna lutade 15 ä 20° mot sydost (mot Saltsjön), vilket tolkades så att pålarna förskjutits i sidled i förhållande till grundmurarna. Dessutom var vissa pålar (uppdagna vid grundförstärkningen) knäckta och nedtill böjda. Pålarnas läge och lutning tyder på att dessas rörelseriktning avviker från byggnadens vilken följt kvarterets längdriktning. En ytterligare intressant iakttagelse är att radioaktiva dateringar på träpålarna visar att dessa har olika ålder, dels från 1300-talet och dels från 1600-talet när det nuvarande huset byggdes. Detta har således föregåtts av ett eller flera medeltida hus vars träpålar delvis utnyttjats för den nya byggnaden.

Något ytterligare, med kv Python nr 5 direkt jämförbart fall har ej påträffats, vilket antingen beror på att fallet är unikt eller på att de oftast "stickprovsmässiga" kontrollerna ej ger tillräckligt underlag för sådana analyser. Den bild som växer fram vid studium av provgroparna är komplicerad. En genomgående tendens är att pålningen för enskilda byggnader är oregelbunden och ofta till synes utan system, vilket för den vid raka och regelbundna pålrader vane iakttagaren, först verkar förbryllande. Sålunda finns i vissa provgröpar såväl vertikala som lutande träpålar, varierande lutningsriktningar samt pålar såväl under som utanför grundmurarna. I vissa gröpar är mönstret mer enhetligt med visserligen oregelbunden pålplacering men med i övrigt likartade förhållanden, t.ex. enbart vertikala eller lutande pålar, pålarna står helt under grundmuren eller pålar saknas helt.

Den logiska förklaringen till de komplexa pålningsförhållandena är dock enkel. Inom det utfyllda strandområdet har under medeltiden en mångfald av byggnader, kajkonstruktioner, befästningsverk etc. uppförts. En förutsättning för att livslängden hos dessa anläggningar ej skulle bli alltför kort var att grunden förstärktes vilket ofta medförde pålning. Pålningsarbetenas omfattning och kvalitet stod rimligtvis i proportion till byggnadsverkens storlek men styrdes säkerligen även av andra faktorer såsom tillgång på pålar, enskilda byggherrars och byggmästares bedömningar, tillgång till "pålkranar", behovet av att i kristider snabbt bygga befästningar m.m. Efter hand som äldre byggnadsverk raserades uppfördes nya varvid tidigare pålar men även grundmurar efter erforderliga kompletteringar ofta fick ingå i den nya grundkonstruktionen. Pålarnas antal växte i takt med att nya byggnadsverk uppfördes.

När de nu kvarstående byggnaderna från 1600- och 1700-talet uppfördes fanns sannolikt ingen dokumentation av tidigare pålningsarbeten varför mängden av kompletteringspålar (där sådana över huvud taget slogs) i stor utsträckning blev beroende av vad som kom fram vid grundläggningsarbetena för nybyggnaderna. Liksom även i dag vid pålning i samband med nybyggnation och grundförstärkningar uppstod säkerligen även på den tiden svårigheter med att forcera hinder i fyllningen. Många pålar stoppade därför i fyllningen utan att nå fast botten medan andra snedställdes genom hindrande stockar, pålar eller liknande. De fick därigenom ofta



Fig 57. Sammanställning av trapålar lutning enligt informationer från provgropar och grundförstärkningar.

av tillfälligheterna betingade lutningar och längder. För mycket korta pålar ("pliggpålar") blev sidostabiliteten speciellt låg varför dessa pålar lätt "kantrade" när de utsattes för belastning. Dessutom är vissa byggnader delvis grundlagda på trärust utan träpålar och delvis med träpålar.

Det är mot denna bakgrund lätt att inse att enstaka provgröpar ofta kan ge en tämligen otillfredsställande bild av pålningsförhållandena i dess helhet. Det är därför vanskligt att genom studier av pållutningar i enstaka provgröpar försöka uttolka bevis för horisontalrörelser. Däremot kan den totala mängden ge vissa indikationer.

### Östra sidan

Vid genomgång av resultat från ca 175 provgröpar på östra sidan, varav ca 100 med förekomst av träpålar, har bl.a. nedanstående information erhållits. Även uppgifter från utförda grundförstärkningsarbeten har medtagits.

- Vertikala bärande pålar har påträffats i ca 10 kvarter
- Lutande bärande pålar har påträffats i ca 10 kvarter
- Förekomst av både vertikala och lutande träpålar i samma provgröpar är ganska vanlig
- Pållutningar mot Saltsjön (påltopparna står närmare vattnet än pålspetsarna) dominerar men andra lutningsriktningar förekommer, ibland i samma byggnad
- Många pålar står utanför grundmurarna, ofta med stora lutningar (varierande riktningar)
- Vissa "bärande" pålar är enligt radioaktiv åldersbestämning äldre än byggnaden
- I vissa provgröpar finns träkonstruktioner som bedöms häröra från äldre byggnadsverk (befästningar, kajer, o.dyl). Här ingår pålar med stor lutning ( $30^{\circ}$  -  $60^{\circ}$ ).

En förenklad sammanställning av gjorda iakttagelser har redovisats på fig 57. Denna visar även husgrunder där äldre träpålar utnyttjats vid grundförstärkning (kapning och undergjutning) och lokalt även för grundläggning av nya byggnader. Detta talar för att pålarna här var praktiskt taget vertikala.

Som kriterium för bärande respektive ej bärande pålar har antagits pålens läge innanför resp. utanför grundmuren. Detta är självfallet en stark förenkling eftersom vissa pålar under grundmurarna har ingen eller mycket liten bärförmåga medan pålar utanför murarna i vissa fall har eller kan ha haft god bärförmåga via rustbädd.

En förklaring till de ofta stora lutningarna hos de pålar som står utanför grundmurarna är att påltopparna genom stora hus sättningar successivt pressats ut från byggnaden och i varierande riktningar.



Den förhållandevis stora mängden vertikala pålar i många byggnader talar för att inga eller endast små horisontalrörelser ägt rum, i varje fall ej under senare tid. I några fastigheter har dock ensartade pållutningar konstaterats med riktning mot Saltsjön (pålhuvudena ligger närmare sjön än spetsarna).

Den komplexa pålningsbilden belyses av följande två exempel. Vid grundförstärkning av fastigheten Glaucus 8 år 1969 konstaterades en tämligen samstämmig lutning hos befintliga träpålar mot Saltsjön (lutning ca 3:1), en omständighet som talar för horisontalrörelser mot sjön. Fastigheten ligger vid Österlånggatan och sträcker sig över den medeltida strandlinjen. I två provgropar i de båda fastigheterna Glaucus 3 och 4 vid Skeppsbron uppförda under 1600-talet har träpålar med ingen (nr 4) eller endast svag lutning (nr 3) påträffats. Den horisontella förskjutningen i träpålad del av kv Glaucus 8 har således i detta fall ingen märkbar motsvarighet längre ner i skeppsbrohusen.

I den tämligen nya byggnaden, kv Narcissus nr 1, uppförd ca år 1910 med betonggrund på träpålar, påträffades totalt 12 träpålar i en provgrop år 1979 (fig 58). Av dessa var fyra vertikala och de övriga lutade mot Skeppsbron, 2 st 8° till 10°, 5 st 20° till 25° och 1 ca 45°. Av de lutande pålarna hade åtminstone tre horisontellt kapsnitt, vilket talade för att dessa var av äldre datum och blivit avskurna i samband med pålningen 1910. Genom en åldersbestämning av en lutande och en vertikal påltopp bekräftades att den förra var från 1500-talet och den senare yngre än 250 år. I detta fall talar således gjorda iakttagelser för att horisontalrörelser kan ha inträffat i något tidigare byggnadsverk. Även om tidsperspektivet är kort, ca 70 år, tyder förekomsten av vertikala pålar på att inga eller endast små sidorörelser uppkommit sedan byggnaden uppfördes.

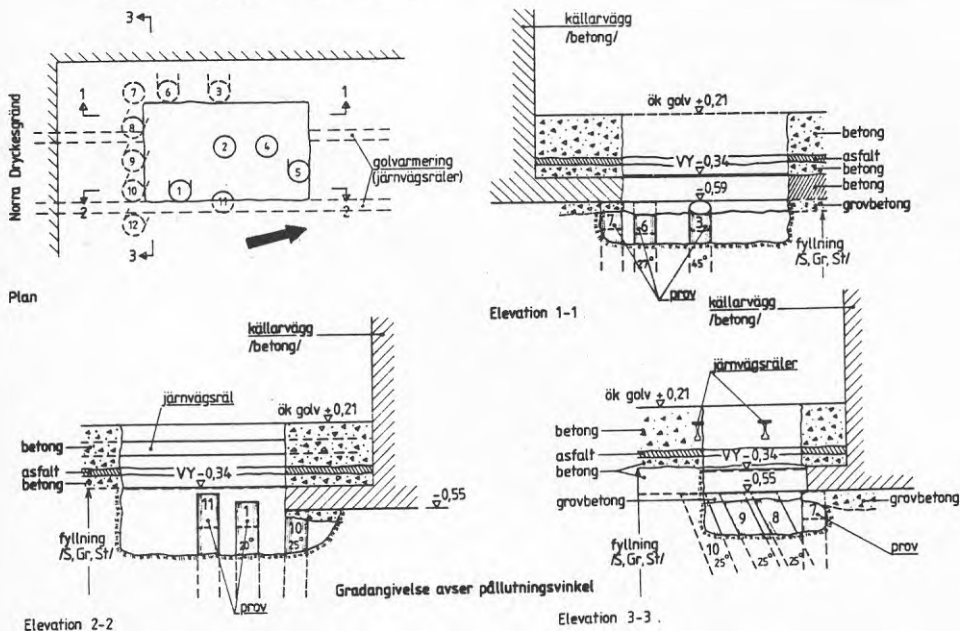


Fig 58. Provgrop i kv Narcissus 1 med både lutande och vertikala träpålar (se även fig 24 i kap 4).



### Västra sidan

Inom mälarsidan av stadsholmen råder ur historisk - pålningsteknisk synpunkt i stort sett likartade förhållanden som på östra sidan, dvs. pålningsbilden i upptagna provgröpar är komplicerad och skenbart motsägelsefull. Även här finns rikligt med rester av äldre träpålade brygg- och kajkonstruktioner samt medeltida befästningsverk som skär genom de nuvarande kvarteren. Tillsammans med pålningarna för byggnader har erhållits en slutprodukt med stora variationer. Aldersbestämningar på träprover från provgröpar visar förekomst av träpålar och rustbäddar från flera århundraden tillbaka. Pålarna är ofta äldre än befintliga byggnader.

I vissa avseenden finns olikheter mellan östra och västra sidan, främst vad beträffar lutningen hos grusåsens överyta som delvis är flackare på mälarsidan. Dessutom har ett flertal stabiliserande åtgärder utförts mot strandpartierna för olika trafikleder (järnväg, T-bana, gator) vilka sannolikt minskat riskerna för horisontalrörelser.

I de ca 125 provgröpar som grävts på västra sidan har totalt ca 250 träpålar påträffats. Följande information erhöles

- Flertalet pålar (ca 80 %) står praktiskt taget vertikalt (lutning  $<5^{\circ}$ )
- Ca 3/4 (150 st) av de vertikala pålarna står under grundmurarna
- Ca 2/3 (ca 40 st) av de lutande pålarna (normal lutning  $5^{\circ}$ - $25^{\circ}$ ) står under grundmurarna
- Huvudsaklig riktning hos de lutande pålarna är mot sydväst (påltopparna närmare Mälaren än spetsarna)
- I flera provgröpar finns både vertikala och lutande pålar
- Flertalet lutande pålar är nedslagna för tidigare byggnadsverk (radioaktiv datering).

Även för denna sida har gjorda iakttagelser redovisats på den förenklade sammanställningen på fig 57. Sammanfattningsvis kan för den västra sidan sägas att den övervägande mängden vertikala pålar talar för att några nämnvärda horisontalrörelser ej inträffat, i vart fall ej under senare tid. Det begränsade antalet lutande pålar (ca 20 %) - vilka normalt är av äldre ursprung än nuvarande byggnader - visar dock att vissa horisontalrörelser sannolikt har ägt rum i "historisk" tid.

### 8.8 Kajer

Som framgår av husgrundläggningsplanerna är de flesta kajerna kring Gamla Stan grundlagda på träpålar, i en del fall i kombination med trärustbädd. Nedre Skeppsbrokajen - delen mellan Slottsbacken och Nygränd - ombyggdes omkring år 1935, varvid användes en med stålpålar bakåtförankrad stålspont.

Det finns kajer från olika generationer, t.ex. Skeppsbrokajen som färdigbyggdes 1853 med grundläggning på trärust på nivå  $-0,8$  och träpålar på nivå  $-0,9$ . Ombyggnaden längre ut i vattnet omkring år 1916 mellan Nygränd och Slussen grundlades på trärust och träpålar som enligt osäkra uppgifter har nivå  $-0,4$  resp.  $-0,7$ . Om dessa uppgifter är riktiga är det märkligt att man vid en senare ombyggnad valt högre avskärningsnivåer.

Tunnelbanebanken som skär igenom kajerna på västra sidan är omväxlande grundlagd på pålar av trä, stål och betong men även på berg.

Relativt höga trägrunder för kajerna finner man på några ställen. På Saltsjösidan har Logårdskajen en lika hög trägrund som den ovan nämnda delen av nedre Skeppsbrokajen (rustbäddsöverkant  $-0,4$ ).

Högsta kajgrund av trä på Mälarsidan är  $-0,3$  ä  $-0,4$ , att jämföra med den efter år 1968 vidtagna regleringens lägsta lågvattennivå,  $-0,09$ .

Kajernas grundläggning, sett ur enbart rötrisksynpunkt, synes för närvarande vara tillfresställande med undantag av Logårdskajen. Även nedre Skeppsbrokajens grundläggning kan vid tillfällen för lågvatten utsättas för röta.

Några påtagliga tendenser till vare sig sättningar eller sidorörelser i kajerna finns ej. Däremot torde Logårdskajen och den trägrundlagda delen av nedre Skeppsbrokajen så småningom behöva byggas om när landhöjningen lyft dessa så mycket ovan Saltsjön att trägrunden förstörs av röta. Det är viktigt att kajerna hålls intakta så att sidorörelser ej inträffar. Övervakande mätningar bör därför ske. Muddringsarbeten bör ej utföras utan att man först utreder risken för sidorörelser.

## 8.9 Fortsatta mätningar

Hittills utförda mätningar i vissa byggnader längs Skeppsbron tyder på smärre pågående husrörelser i riktning mot Saltsjön. Rörelserna har statistiskt konstaterats genom avstånds- och vinkel-mätningar men även genom mätningar med metallstång. Mätunderlaget är dock för ofullständigt för helt säkra slutsatser. Bland annat saknas kontroller av hur rörelserna påverkas av lutningsändringar hos fasaderna. Observationstiden har varit tämligen kort, speciellt vad beträffar vinkelmätningarna.

Mot bakgrund av den betydelse som frågan om pågående horisontalrörelserns omfattning och storlek har för Gamla Stans byggnader är det angeläget att fortsätta mätningarna, dock med viss utökning av mätprogrammet. För avstånds- och vinkelmätningarna med Mekometer och teodolit har år 1980 uppställningsplatsen på Skeppsholmen kompletterats med en ny uppställningspunkt på Södermalm på berget ovanför Stadsgården. Härigenom förbättras främst förutsättningarna för avståndsmätningar med Mekometer mot kvarteren vid södra delen av Skeppsbron. Antalet mätpunkter för avstånds- och vinkelmätningar längs Skeppsbron har utökats till totalt ca 10 punkter.

Kontroll av eventuella lutningsändringar i fasader kommer att utföras i samtliga byggnader där ovanstående mätningar av sidorörelser sker. Härvid monteras 3 ä 4 markeringar på olika nivåer i byggnadernas fasader. Mätningarna utförs sedan med precisions-teodolit från uppställningsplatser på Skeppsbron, varvid måttillfällena samordnas med avstånds- och vinkelmätningarna.

För extra kontroll av rörelser i de ca 10 kvarter där ovanstående mätningar utförs, påbörjades 1980 längdmätningar med specialtillverkade invarmåttband. Mätningarna utförs som måttkedjor längs i grändfasaderna monterade dubbar. Genom att måttbanden är unika för varje enskild mätsträcka och genom speciell dubbutformning erhålls hög mätnoggrannhet. Som komplement till måttbandsmätningarna bör även fortsatta mätningar med metallstängen i kv Proserpina utföras.

Även mätningarna med inklinometer skall fortsätta några år framöver.

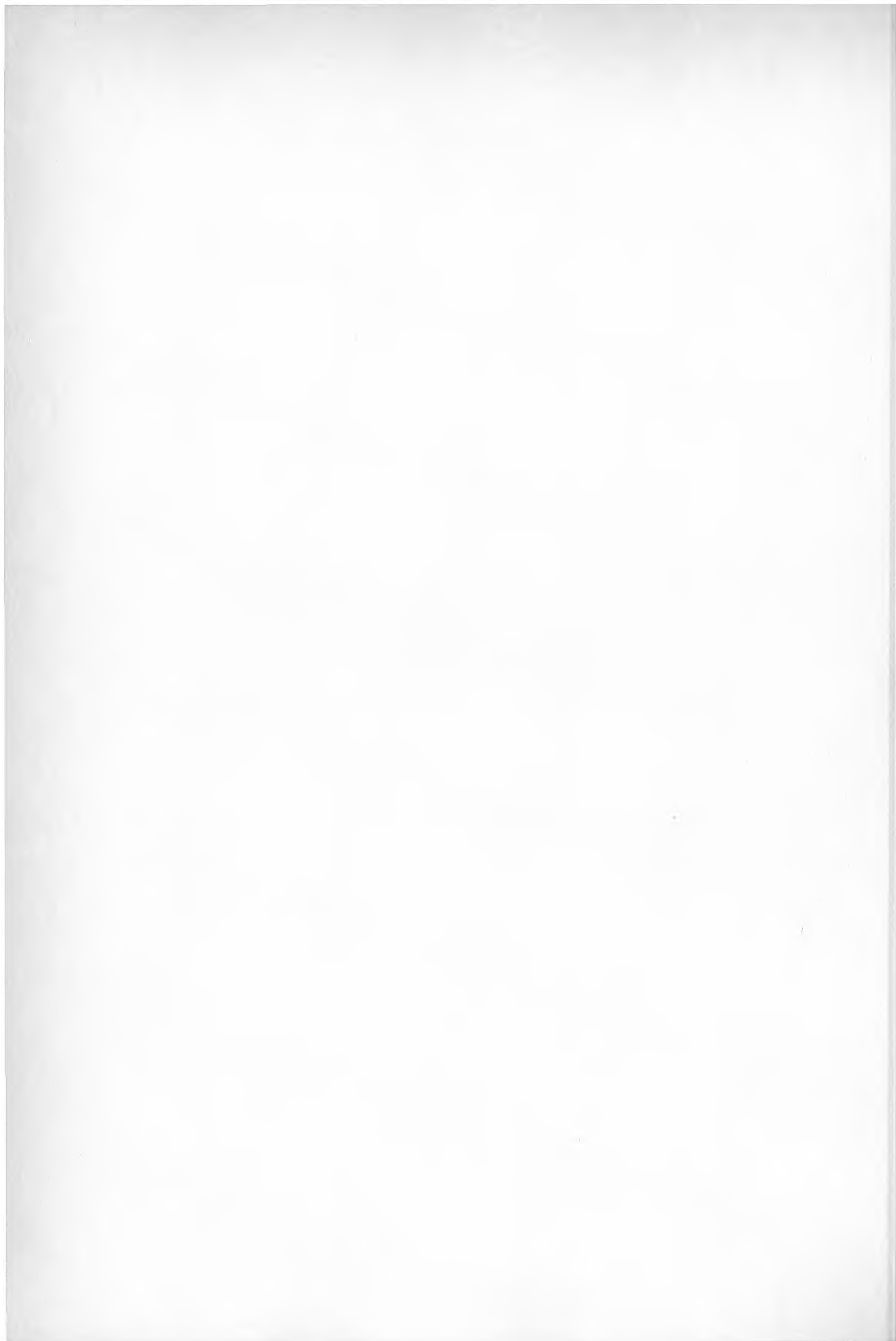
Resultaten av hittills utförda mätningar i jord och byggnader tillsammans med övriga grundläggningstekniska uppgifter ger ett tämligen gott underlag för bedömning av sidorörelsernas koppling till lämplig grundförstärkningsmetodik. De fortsatta mätningarna ses därför i första hand som ett övervakningssystem för kontroll av framtida rörelser. Man kan misstänka att fortsatta sättningar ger upphov till ytterligare sidorörelser om grundförstärkningar ej utförs.

#### 8.10 Sammanfattande slutsatser

Ett tämligen rikhaltigt underlag finns för bedömning av om eventuella sidorörelser pågår eller ej. Informationerna är dock ej helt entydiga. De mest intressanta informationerna kan sammanfattas i nedanstående huvudpunkter.

- Stora sidorörelser i jord och byggnader har sannolikt förekommit under tidigare århundraden
- Smärre sidorörelser i byggnader pågår i vissa kvarter på skeppsbrosidan
- Stora och ojämna hussättningar syns medföra små horisontala förskjutningar mot vattnet i vissa byggnader
- Inga nämnvärda sidorörelser i jord syns pågå.

Det troliga sambandet mellan ojämna sättningar och horisontalrörelser i byggnader har stor betydelse. Pågående lokala sidorörelser kommer sannolikt att helt upphöra när byggnaderna grundförstärkts. Detta gäller speciellt för de byggnader där de ojämna sättningarna är särskilt markanta och som bedömts kunna påverka även andra byggnader (jfr avsnittet 8.1).



## 9 HUSGRUNDLÄGGNING

### 9.1 Undersökningsmetodik

#### *Arkivforskning*

Grundläggningsuppgifter har framtagits ur olika arkiv såsom från byggnadsnämnden, byggnadsstyrelsen, fatighetskontoret, stadsarkivet, stadsmuseet samt från konsulter och entreprenörer. Uppgifter har härvid normalt endast hittats för hus byggda under slutet av 1800-talet och senare, i några fall för äldre byggnader. Uppgifterna är av skiftande kvalitét och ändringar kan ha skett i arbetsskedet utan att detta är verifierat på ritningar. Grundläggningsförhållandena inom den inre delen av Stadsholmen är ej närmare undersökta. I de fall lätt tillgängliga grunduppgifter hittats har de infogats i materialet.

För att kontrollera grundläggningen har många provgropar blivit grävda av olika företag. Resultaten av dessa är ofta inte entydiga varför flera nya provgropar grävts. Inom många fastigheter har byggnader uppförts vid olika tidpunkter och äldre grundkonstruktioner ingår ofta med eller utan komplettering. Grundläggningen är därför ej enhetlig, vilket gäller särskilt för de äldre husen.

### 9.2 Redovisning

#### *Husgrundläggningsplaner*

Redovisning av grundläggningssätt har utförts punktvis, utom där relationsritningar funnits. Uppgifterna har införts på husgrundläggningsplaner i skala 1:400 (exempel se fig 59). För att bli mer lätthanterliga har planerna dessutom nedförminskats till A4-höjd (skala 1:800).

Redovisning av flera grundläggningsmetoder inom en och samma byggnad utan vetskap om den inbördes fördelningen är utförd med varvad rastring.

Någon egentlig grundläggning på lera har inte påträffats. Lokalt kan dock lera förekomma under fyllningen eller inlagrad i friktionsjorden vilket i vissa fall medför att de hus som är redovisade vara grundlagda på fyllning eller åsmaterial kan underlagras av lera. Alla hus grundlagda på friktionsjord (grusåsen) har förts samman under beteckningen "grundläggning på fast botten". I vissa fall är denna bedömning ej korrekt, eftersom friktionsjorden ställvis är löst lagrad.

Många olika former av grundförstärkning förekommer. "Grundförstärkning genom undergjutning" avser antingen undergjutning av grundmurarna i dess helhet eller lokala undergjutningar med plintar i kombination med balkar eller liknande. Undergjutningarna är vanligen utförda i syfte att föra ned lasterna till bärkraftiga jordlager under fyllningen men ibland även för att ersätta skadade trärustbäddar eller dåliga grundmurar. Arkivhandlingarna anger ofta endast undergjutningens utsträckning i plan och ej i



















<u>Raster</u>		<u>GRUNDLÄGGNING</u>
Lt 129		GRUNDLÄGGNING MED TRÄPÄLAR MED ELLER UTAN RUSTBÄDD
Lt 114		GRUNDLÄGGNING MED BETONGPÄLAR
Lt 902		GRUNDLÄGGNING MED STÄLPÄLAR
Lt 67		GRUNDLÄGGNING PÅ LERA MED MURAR, PLINTAR OCH/ELLER PLATTOR, MED ELLER UTAN RUSTBÄDD
Lt 83		GRUNDLÄGGNING PÅ FyllNING MED MURAR, PLINTAR OCH/ELLER PLATTOR, MED ELLER UTAN RUSTBÄDD
Lt 1		GRUNDLÄGGNING PÅ "FAST BOTTEN" MED MURAR, PLINTAR OCH/ELLER PLATTOR, MED ELLER UTAN RUSTBÄDD
Lt 46		GRUNDLÄGGNING PÅ BERG MED MURAR OCH/ELLER PLINTAR
		<u>GRUNDFÖRSTÄRKNING</u>
Lt 129		GRUNDFÖRSTÄRKNING GENOM PÅGJUTNING MED BETONG PÅ KAPADE TRÄPÄLAR
Lt 917		GRUNDFÖRSTÄRKNING MED TRYCKPÄLAR AV BETONG
Lt 916		GRUNDFÖRSTÄRKNING MED BORRADE, SLAGNA ELLER GENOM VIBRERING NEDDRIVNA BETONG-, STÅL- ELLER RÖRPÄLAR
Lt 959		GRUNDFÖRSTÄRKNING MED RÄLSPÄLAR
Lt 161		ANNAN GRUNDFÖRSTÄRKNING (SE REGISTERKORT)
Lt 925		GRUNDFÖRSTÄRKNING GENOM UNDERGJUTNING
Lt 953		GRUNDFÖRSTÄRKNING GENOM INJEKTERING OCH PÅGJUTNING
		<u>PÄLAR OCH RUSTBÄDDAR</u>
P ±0,0		PÄLAVSKÄRNINGSNIVÅ
R ±0,0		NIVÅ FÖR ÖK RUSTBÄDD
(±0,0)		OSÄKER NIVÅ
(R)		OSÄKERT OM RUSTBÄDDEN TILLHÖR GRUNDLÄGGNINGEN
P <sub>T</sub>		PÄLAVSKÄRNING FÖR TRÄPÄLAR VID FLERA PÄLTYPEN
ANM.		VID VARVAD RASTNING ÄR FÖRDELNINGEN MELLAN OLIKA GRUNDLÄGGNINGSSÄTT OKÄND

Fig 60. Teckenförklaring till husgrundläggningsplaner

djupled. Där man kunnat konstatera att undergjutningen förts ned till fast botten är detta särskilt markerat på husgrundläggningsplanerna.

"Grundförstärkning genom injektering och pågjutning" innebär att själva grundmuren förstärkts med injektering, järnbalkar eller betongpågjutning. Lokalt har grundmuren i sin helhet blivit ersatt med en ny betongmur utan ändring (fördjupning) av grundläggningsnivån.

"Annan grundförstärkning" kan t.ex. innebära att lasterna från byggnaden förts över till en ny armerad betongplatta gjuten direkt i mark.

Osäkerhet om påträffade rustbäddar och träpålar tillhör grundläggningen har angetts på ritningen. Nivåer för trägrundläggningarna är redovisade utan hänsyn till dessas kondition och kvarvarande bärförmåga.

### 9.3 Grundläggning

*Centrala Stadsholmen är grundlagd på grusåsen*

Där grusåsen går i dagen eller ligger på ringa djup, dvs. i stort sett innanför den medeltida strandlinjen, torde husen i allmänhet vara grundlagda på åsmaterial som i vissa fall kan vara utfyllt. I en del byggnader kan svagheter finnas i grundläggningen, såsom lerlinser, äldre "kulturlager", hålrum och bristfälliga grundmurar.

*Träpålar och/eller trärustbäddar inom fyllnadsområdet*

Grundläggningen av byggnaderna inom fyllnadsområdet framgår i stora drag av husgrundläggningsplanerna. En förenkling av dessa visas på fig 64. Likartade grundläggningssätt har sammanförts (t.ex. enbart trärust respektive träpålar till klassen trägrundläggning) och grundläggningssättet har antagits gälla för hela byggnaden även om det enbart finns uppgift från enstaka provgropar. För de "vita" byggnaderna saknas uppgifter om grundläggningen helt. Indirekt ger dock kunskaperna om byggnadsår, sättningsskador, jordgrund, källardjup m.m. en indikation på hur dessa hus är grundlagda. Fig 64 visar även utförda grundförstärkningar och ungefärlig tidpunkt härför jämte nybyggnader under 1900-talet.

I anslutning till den medeltida strandlinjen är äldre byggnader i regel grundlagda på rustbädd av trä, ofta i kombination med grundläggning direkt på åsen. Närmare nuvarande kajer dominerar grundläggning med träpålar ofta i kombination med rustbädd men även enbart rustbädd förekommer. Rustbädden utgörs av plank, stockar eller ris, ofta lagda korsvis i flera lager (jfr fig 61). Stockbäddarnas tjocklek uppgår i vissa fall till ca 1 m eller mera.

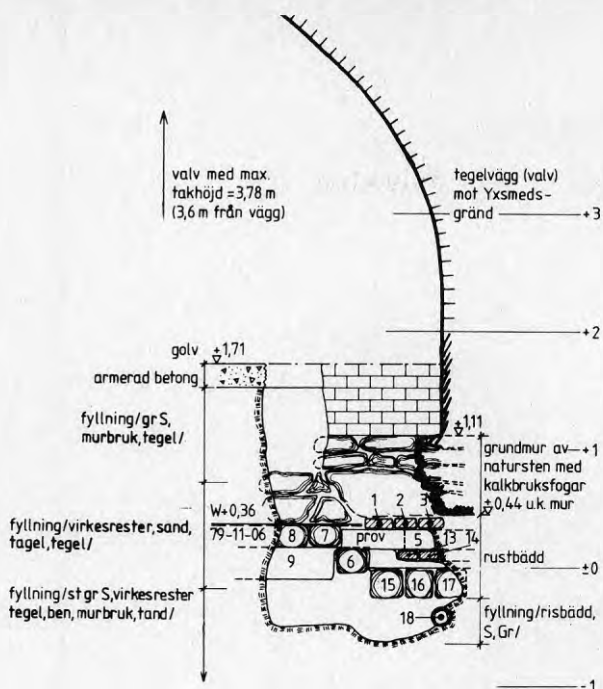


Fig 61. Sektion genom provgrop med tjock rustbädd i Palamedes I.

Under många byggnader har rustbädden genom förmultning i större eller mindre utsträckning omvandlats till jord. Detta förhållande har inte alltid upptäckts vid provgropsgrävningar, vilket något missvisande lett till att grundläggningen blivit redovisad som utförd direkt i fyllningen. Det torde därför finnas flera byggnader med ursprunglig grundläggning på trärustbädd än vad som framgår av redovisningen.

#### *Träpålar användes vid nybyggnader kring sekelskiftet*

Under de två första decennierna av 1900-talet grundlades flera byggnader på träpålar, vilka oftast är avskurna under vattenytan. Vissa byggnadsdelar har grundlagts direkt på fyllning. För att fördela grundtrycket göts härvid i några fall en hel armerad bottenplatta direkt på fyllningen.

#### *Nya hus är grundlagda på betong- eller stålplålar*

Sedan 1930-talet har nybyggnader inom fyllnadsområdet normalt grundlagts med pålar av betong som antingen slagits eller tryckts till stopp i grusåsen under fyllningen. Under senare år har även stålplålar använts (se kapitel 11).

### Pålstopp i fyllningen

Många av de med manuella metoder neddrivna gamla träpälarna har stoppat i fyllningen. Härigenom har bärigheten blivit dålig och sättningsskador uppkommit. Detta gäller särskilt i de fall senare påbyggnader utförts vilket ökat pållasterna.

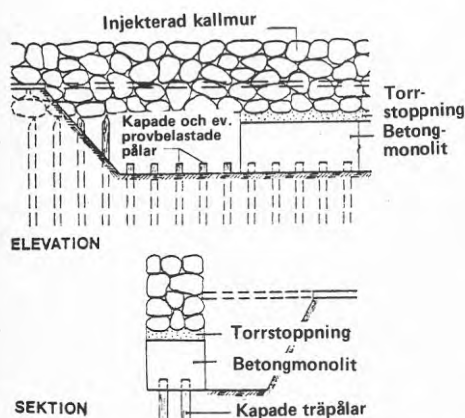


Fig 62. Grundförstärkning genom kapning av rötangripna påltoppar och undergjutning med betong.

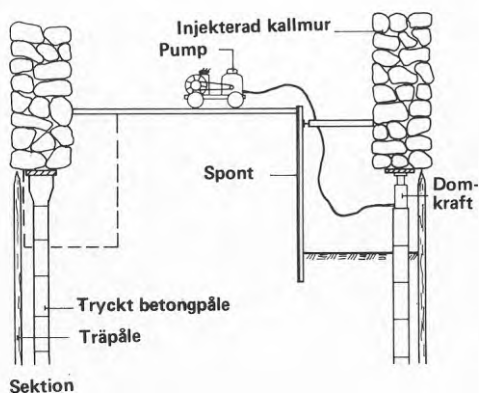


Fig 63. Grundförstärkning genom tryckning av delpälars under befintliga grundmurar.

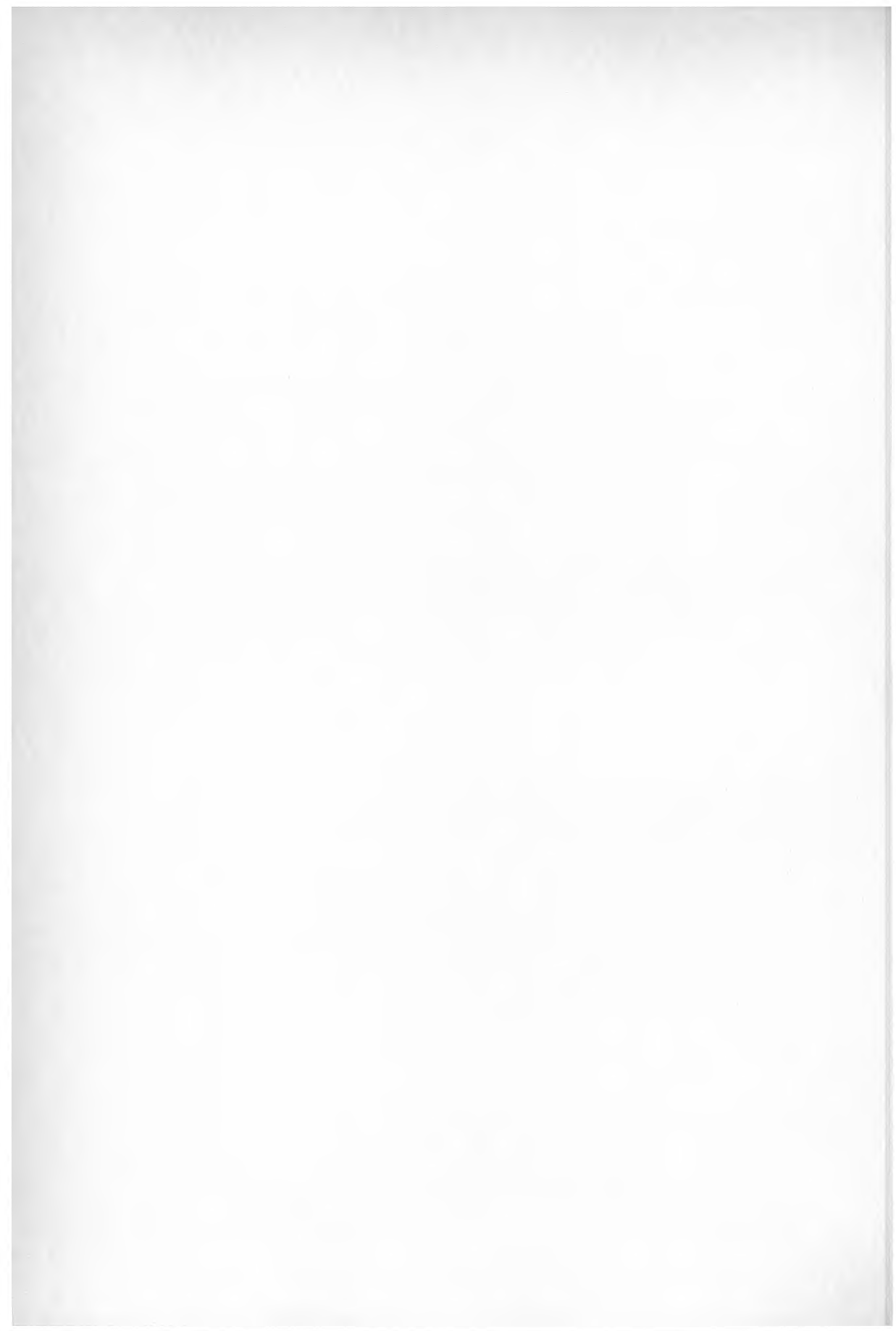
### Många hus är grundförstärkta

Förhållandevis många byggnader (ca 60) är hittills grundförstärkta. De första grundförstärkningarna under 1920-talet utfördes genom att rötangripna träpälars kapades ca 0,5 m under grundvattennivån varpå grundmurarna undergöts med betong. Från 1930-talet har metoden med nedpressade pålelement av betong dominerat. Principerna för dessa båda metoder framgår av fig 62 och 63. Grundförstärkning med rälpälars är en relativt ovanlig metod som använts för enstaka byggnader. Under de senaste åren har nya skärbara typer av stål-pälars utvecklats och utnyttjats vid grundförstärkning av ca 10 byggnader.

Där djupet till grusåsen är litet har grundförstärkning normalt utförts genom undergjutning, ofta i kombination med injektering av befintliga grundmurar (fig 97, kap 13).







## 10 SÄTTNINGAR OCH SKADOR

10.1 Allmänt

Inom de utfyllda strandområdena pågår ständigt sättningsrörelser i fyllningsjorden. Orsaken härtill är främst plastiska deformationer och krypning i den organiska fyllningen när denna förmultnar. Genom denna process utsätts byggnader grundlagda direkt i fyllningen för stora och ojämna sättningar. Sättningarna och därmed även skadorna har förvärrats genom att byggnaderna lagts på träpålar och/eller trärustbädd som också förmultnar där trägrunden sticker upp över vattenytan. Ofta förekommer en blandning av olika grundläggningsmetoder inom enskilda byggnader, ibland i kombination med äldre grundkonstruktioner, vilket ökar risken för ojämna sättningar. Sättningar kan även uppkomma genom att pålarna ej alltid är slagna till "fast botten".

10.2 Mätningsteknik och omfattning

Under årens lopp har ett stort antal sättningsmätningar utförts i Gamla Stan. Mätningarna har haft olika syfte och resultaten är av skiftande kvalitet. I samband med nybyggnads- och grundförstärkningsarbeten har ofta under kort tid täta mätningar utförts av egna fastigheten och av grannhusen. För bedömning av grundförstärkningsbehov har fastighetsägare låtit utföra sättningsmätningar. Kommunen har i utredningssyfte utfört sättningsmätningar.

De äldre sättningsmätningarna har systematiskt sammanställts på diagram. Kvaliteten hos mätningarna uppvisar dock stora variationer vilket begränsar användbarheten.



Fig 65. Sättningsmätning med fast monterad mät-klocka.

Sättningsmätningar har utförts i både byggnader och mark. I byggnader har mätningarna utförts antingen genom avvägning av ståldubbar monterade i hussocklar (fig 66) eller med mätklocka (fig 65). Vid den senare metoden slås en stång ner till fast boten och byggnadens rörelser visavi stången mäts med en mätklocka monterad på en konsol i grundmuren. Denna metod ger normalt högre mätnoggrannhet än precisionsavvägning, vilket förkortar den erforderliga mätperioden. Installationskostnaden är högre än för avvägningssdubbar men detta uppvägs av högre kostnader för avvägningar jämfört med avläsningar av mätklockor. Vid stort antal kontrollpunkter är dock metoden med precisionsavvägning att föredra, varför de flesta mätningarna har utförts med denna metod.



Fig 66. Precisionsavvägning av sättningsdubb i hussockel.

Dubbarna avvägs från särskilda fixpunkter med ett precisionsavvägningsinstrument. Stockholms kommun har anordnat ett flertal fixpunkter som används i olika sammanhang, t.ex. vid byggnadsarbeten. "Fixarna" i Gamla Stan är dock ej alltid fasta, eftersom de ofta sitter i byggnader som sjunker. Dessa "fixar" avvägs vid enstaka tillfällen mot riktiga bergfixar. Eftersom dessa kontrollavvägningar är få är det ibland svårt att reda ut hur "fixarna" satt sig och korrigera härför.

I några fall har stålstänger nedslagits i jorden och använts som fixar. Även dessa kan dock ha utsatts för rörelser. En ytterligare felkälla är att dubbar blivit utsatta för åverkan eller varit av så dålig kvalitet att de rostade.

För att utföra sättningsmätningar har fastighetskontoret anlitat Allmänna Ingenjörbyrån (AIB) samt AB Jacobson & Widmark (J&W). Avvägningarna har utförts med utgångspunkt från två fixpunkter, en i Slottet samt en i Tyska kyrkan. Arliga kontrollavvägningar mot f.d. riksfixen på Riddarholmen visar att ingen rörelse ägt rum i de båda fixpunkterna. Däremot har vissa "spänningar" mellan dessa fixpunkter erhållits. Med hänsyn till att detta skulle kunna påverka mätresultaten har därför endast fixen

i Tyska kyrkan använts. För att underlätta avvägningarna har nya fixpunkter utlagts under år 1980.

Medelfelet i de enskilda sättningsavvägningarna är mindre än 1 mm.

För bedömning av grundförstärkningsbehov genom sättningsavvägningar har totalt ca 1.300 mät-dubbar monterats (se fig 25 i kapitel 4), varav ca 800 de två senaste åren. Dubbarna avvägs två gånger per år (veckorna 19-20 samt 42-43). För en säkrare bedömning av grundförstärkningsbehovet behöver i vissa fall komplettering ske med invändiga avvägningar. Detta förutsätts ske genom enskilda fastighetsägares försorg. I ett fåtal fastigheter har dock installerats invändiga dubbar vilka mäts inom det ordinarie mätprogrammet.

Sättningar i mark mäts i enstaka punkter med mätklocka men vanligen genom precisionsavvägning av peglar nedförda i jordens yt-skikt. Två typer av markpegel används med olika förankringsprincip (fig 67-68).

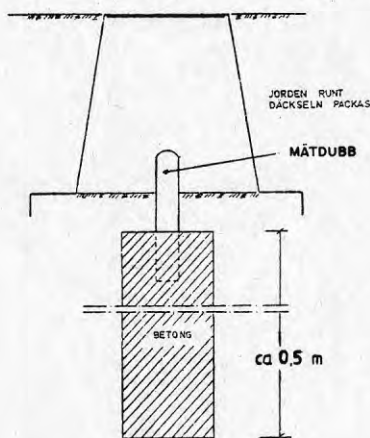


Fig 67. Markpegel med fundament för mätning av sättningar i jord.

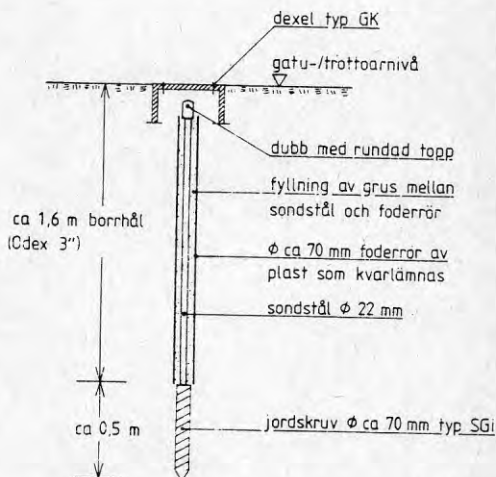


Fig 68. Markpegel med jordskruv för mätning av sättningar i jord.

### 10.2.1 Sättningar i byggnader

Sedan länge pågår sättningar med avsevärd storlek i strandbebyggelsen. De två dominerande orsakerna till dessa sättningar är röta i trägrunder och sättningar i fyllningen. Särskilt markanta sättningar och skador har uppkommit i byggnader uppförda i anslutning till den medeltida strandlinjen där grundläggningen ofta är blandad - på grusåsen och på fyllning - vilket medfört att byggnaderna lutar och har stora sprickor.

Det finns även andra orsaker till sättningar i byggnader, t.ex. störningar i grunden i samband med närliggande grundläggnings- eller grundförstärkningsarbeten. Sådana aktiviteter ger ofta sprängvisa sättningar som överlagrar de i stort sett linjära sättningarna till följd av röta och plastiska deformationer i fyllningen.





Fig 69. Uppmätta hussättningar under tiden 1968-78.

För byggnader med endast små tillfälliga störningar har för perioden 1968-78 (ibland för kortare tid) den genomsnittliga sättningshastigheten redovisats på fig 69 som visar att

- sättningshastigheten i många byggnader är ca 5 mm/år
- sättningshastigheten i undantagsfall är större än 6 mm/år
- sättningarna närmast Öster- och Västerlånggatan är små

I de "kvartersvisa beskrivningarna" (se kap 4.3) har mätningarna utnyttjats som underlag för bedömning av grundförstärkningsbehov. De nya mätningar som inleddes år 1978 har dock för kort varaktighet för att några säkra slutsatser skall kunna dras.

#### 10.2.2 Marksättningar

Den utfyllda marken sjunker vilket framträder i form av gupp och andra ojämnheter i gränderna. I vissa fall har gränderna satt sig mer än angränsande hus, vilket syns på de successivt ökande sockelhöjderna.

För mätning av sättningar i gatumark monterades år 1975 markpegel i vissa gränder. För att få en jämförelse med eventuella sättningar i angränsande byggnader monterades samtidigt dubbar för sättningsavvägning i intilliggande hussocklar. Ytterligare dubbar har monterats under de senaste åren. Peglarnas placering och resultatet av avvägningarna fram till sommaren 1978 framgår av fig 71.

Sättningarna i gränderna inom fyllnadsområdet varierar normalt mellan 2 och 8 mm/år. Vid Öster- och Västerlånggatan, där fyllningen har ringa tjocklek, har inga sättningar uppmätts.



Fig 70. Gatstenarna hänger kvar på husfasaderna när marksättningarna är större än hussättningarna (Bedoirsgränd).

Sättningarna i fyllningen uppgår således till betydande storlek och varierar oregelbundet inom området. Någon direkt proportionalitet i form av ökande sättningshastigheter med tilltagande tjocklek hos fyllningen föreligger ej. Visserligen ökar sättningshastigheterna ut mot vattnet närmast "långgatorna" med tilltagande fyllningstjocklek men småningom minskar sättningshastigheterna ånyo trots ökande tjocklek hos fyllningen. De största sättningshastigheterna, ca 8 mm/år, har registrerats i Norra Bankogränd på östra sidan och i Kåkbrinken vid Lilla Nygatan på västra sidan. Fyllningens tjocklek i dessa båda punkter är ca 10 m. Som kontrast mot dessa mätpunkter kan nämnas att sättningshastigheterna i Mälartorget-Kornhamnstorg utanför kv Charon och Iason på västra sidan uppmätts till endast 2 å 3 mm/år trots att fyllningen här är dubbelt så tjock.

Som möjlig förklaring till dessa sättningsvariationer har framförts en teori om att pågående horisontalrörelser i fyllningsjorden ut mot vattnet skulle fylla på och packa jorden längre ner i gränderna och därigenom motverka sättningshastigheterna. Något belägg för denna teori finns ej. Tvärtom talar inklinometermätningarna mot en pågående utglidning av fyllnadsmassor mot sjön.

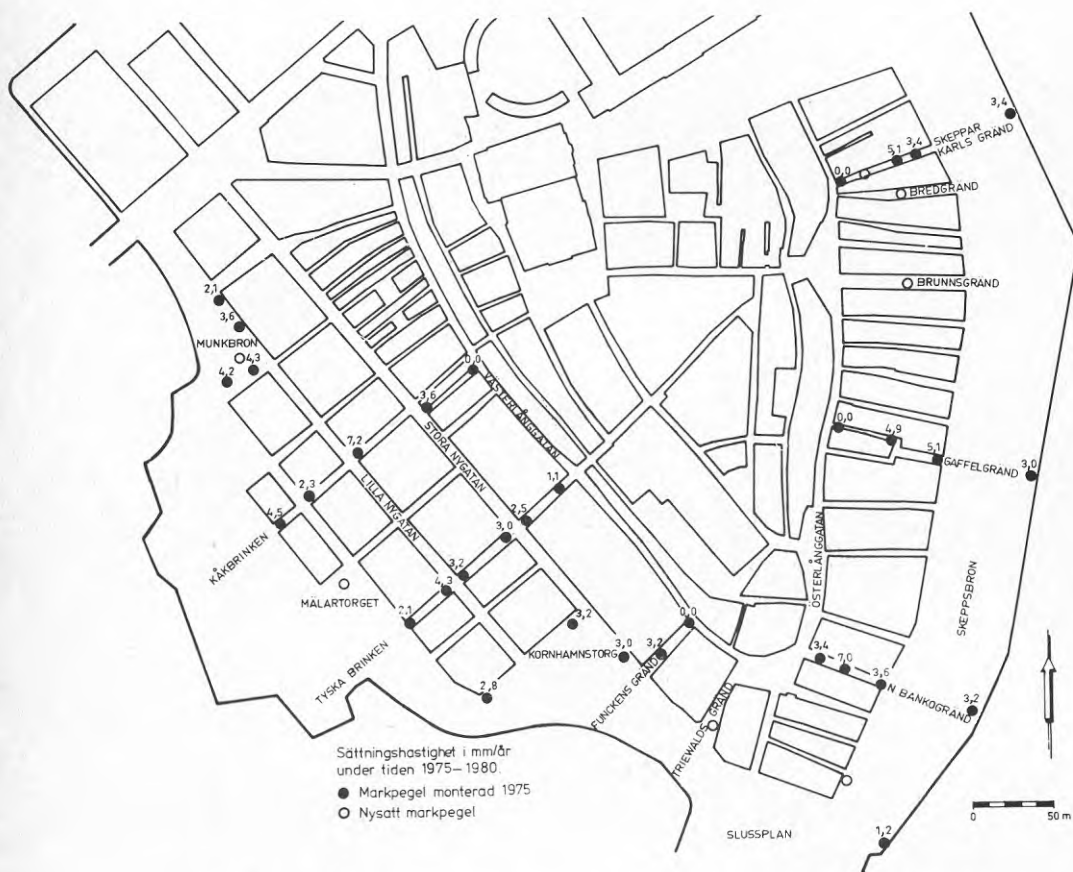


Fig 70. Marksättningshastigheter (genomsnittlig hastighet) enligt avvägning av markpegel under perioden 1975-80.

En naturlig förklaring till de oregelbundna sättningarna är fyllningens heterogena uppbyggnad. De komplicerade förutsättningarna i detta avseende talar för att sättningarnas storlek mera beror av sådana faktorer som fyllningens organiska innehåll och för-multningsgrad, variationer i packningsgrad, förekomst av äldre trä- och grundkonstruktioner och belastningar från byggnader än av fyllningens totala tjocklek.

Jämförelser mellan sättningar i gränderna med sättningar i intilliggande byggnader visar att de senare i regel är mindre. En sådan jämförelse är dock inte speciellt intressant, eftersom sättningarna under byggnader är helt beroende av hur grundläggningen utförts, dvs. i vilken grad huslasterna överförs till fyllningen. Här finns varierande grader av lastöverföring från helt fungerande pålgrunder (ingen last på fyllningen) till att hela lasten överförs direkt i fyllningen. Dessutom påverkas sättningarna av rötangreppens lokala variationer i befintliga trägrunder.

I gränderna påverkas sättningarnas storlek främst av fyllningens egenskaper och tyngd. Vad gäller belastningsförutsättningarna inverkar även nivåskillnaden mellan gränder och källargolv.

En praktisk konsekvens av att sättningarna normalt är större i gränderna jämfört med i byggnader är att hussocklarna successivt friläggs varvid nya massor måste tillföras. Denna extra last på underliggande fyllning ökar ånyo sättningarna. Man hamnar så att säga i en "ond cirkel".

En mängd faktorer påverkar således sättningsförloppet i gränder och byggnader varför det inte är möjligt att dra generella slutsatser.

### 10.3 Sättnings-skador

#### 10.3.1 Skadornas omfattning

##### *Stora husskador inom utfyllda områden*

Byggnader med mer eller mindre omfattande sättnings-skador finns över hela Gamla Stan. De i särklass största skadorna finns inom de utfyllda strandområdena.

Sättningarna har orsakat omfattande byggnadsskador såsom sprickor i bärande väggar, deformationer i murverk och bjälklag, skeva fönster och dörrar, buktande väggar (se fig 5-7 och 72-86). Lutande murverk och byggnader förekommer rikligt. I många fall har svårartade skador dolts genom reparationer.

De största skadorna finns som tidigare nämnts i anslutning till den medeltida strandlinjen. I vissa fall finns här risk för ras. Detta gäller särskilt för byggnader som genom hög ålder har andra svagheter såsom avrostade ankarjärn, röta i träbjälkar, vitt-rade murverk etc. I några fall har även försvagande ombyggnader utförts. Vissa byggnader med rasrisk har förstärkts, ofta genom inläggning av extra dragstag.





Fig 72. Stor sättningsskada i kv Proserpina (fasad mot Norra Bankogränd).

De omfattande husskadorna har i många fall framtingat upprustningar, ofta i kombination med grundförstärkning. Fortfarande finns dock många svårt skadade hus där rörelserna i grunden är oroande för byggnadernas fortsatta bestånd. Det är därför angeläget att snabba åtgärder vidtas för att förhindra ytterligare skador.

### 10.3.2 Skadeinventering

#### *Byggnaderna utvändigt besiktigade*

Besiktning av skador har normalt utförts i samband med planerade renoweringar. Vid grundförstärkningsarbeten har i regel även grannhusen besiktigats. Dessa detaljbesiktningar är ofta svåra att tolka enär man ej skiljt mellan skador orsakade av sättningar eller skador av andra orsaker (t.ex. fuktskador, försämrad bärighet i konstruktionerna, saltvittring m.m.).





Fig. 73. Planredovisning av utvändiga sättningskador enligt utvändiga besiktningar 1978-79



Under tiden januari - maj 1978 utförde Ulf Stjerngren en utvändigt besiktning av samtliga byggnader i Gamla Stan med undantag av Slottet och Storkyrkan. I samband med planeringen för provgrovsgrävningar har senare vissa kompletterande besiktnings utförts av gårdsfasader och källare. Ytterligare besiktnings har även utförts för några byggnader närmast "långgatorna" när uppgifterna om grundläggning varit otillräckliga för bedömning av grundförstärkningsbehov.

Resultatet av de översiktliga skadebesiktningsarna är redovisat på fig 73. Skador dolda av reparationer framgår ej av planen. Byggnader med en till synes oskadad fasad kan därför vara i betydligt sämre kondition än vad den utvändiga besiktnings visat.

Planerna med sättningssskador finns redovisade i större skala (1:400) i de kvartersvisa beskrivningarna. Dessa innehåller även sammanfattande beskrivningar av tidigare och nya besiktningsresultat.

### 10.3.3 Skadeorsaker

Många orsaker till husskador finns, dels sådana som sammanhänger med jord-grundläggning och dels andra som mer beror av förhållanden i överbyggnaden. Ofta förekommer en kombination av flera faktorer. Till den förstnämnda kategorin kan anföras

- röta i trägrunder
- marksjunkning
- otillräcklig bärighet hos pålar
- för höga grund- och jordtryck
- horisontalrörelser
- vibrationer

Faktorer som sammanhänger med förhållanden i överbyggnaden är

- svaga grundmurar
- saltvittring
- försvagande om- och påbyggnader
- otillräcklig bärighet i stommar och källarvalv
- röta i bjälklag och rostangrepp på ankarjärn

De mest betydande skadeorsakerna är röta i rustbäddar och träpålar samt sättnings i fyllningen. Genom landhöjningen har många äldre trägrunder lyfts ovan grundvattenytan och blivit mer eller mindre förstörda av röta. Denna process fortsätter på Saltsjösidan och i viss mån även på Mälarsidan. Perifererötangrepp har även konstaterats i pålar som står under vattenytan vilket talar för att dessa så småningom kommer att förlora sin bärförmåga.

## EXEMPEL PÅ SÄTTNINGSSKADOR



Fig 74.  
Sättningsprickor i fasaden mot  
Bredgränd.  
Orpheus nr 5



Fig 75.  
Sättningsprickor i fasaden mot  
Österlånggatan.  
Orpheus nr 1



Fig 76.  
Sättningskador i trapphuset  
Fastigheten är nu upprustad och  
grundförstärkt.  
Marsyas nr 10



Fig 77.  
Sättningsprickor i gatufasad.  
Skyltfönstret har måst ersättas  
med träfiberskivor till viss del.  
Thisbe nr 4





Fig 78.  
Sättningsprickor vid entrén.  
Deucalion nr 2



Fig 79.  
Sättningsprickor i gatufasaden.  
Typhon nr 18



Fig 80.  
Listen över bottenvåningen buktar på  
grund av ojämna sättningar.  
Pluto nr 1



Fig 81.  
Omfattande skador på grund av ojämna  
sättningar.  
Proserpina nr 3





Fig 82.  
Invändiga sättningsskador i en butik.  
Thisbe nr 4



Fig 83.  
Sättningssprickor på gårdsfasad.  
Thisbe nr 4



Fig 84.  
Byggnaden lutar till följd av ojämna sättningar. Avvikelsen från lodlinjen vid takfoten var 1943 0,58 m och 1976 0,7 m (lutning ca 5 %).  
Cadmus nr 1 (grundförstärkt år 1979)



Fig 85.  
Sättningssprickor i fasaden.  
Deucalion nr 6

Som framgår av kap 8.7 "Pållutningar" är pålningsbilden mycket komplicerad. Under enskilda byggnader finns ofta pålar av olika ålder och med varierande avskärningsnivåer. Rötangreppens skiftande omfattning har medfört att bärigheten varierar mycket, vilket skapar förutsättningar för ojämna sättningar. Sådana kan dessutom ha uppkommit genom att vissa träpålar ej slagits till fast botten utan stoppat i fyllningen eller i ett fast eller grovkornigt jordlager underlagrat av lösare åsmaterial.

Förruttnelsen av träverket och sättningarna i fyllningen har gett omfattande skador. Effekten av sättningarna i fyllningen varierar starkt från måttliga skador där sättningarna är jämnstora till grava skador inom övergångsområdet mot fast mark där blandad grundläggning på fyllning och åsgrus ger stora sättningsskillnader. I viss utsträckning har sannolikt även sidorörelser inträffat som förvärrat skadorna. Detta gäller särskilt inom övergångszonen med blandad grundläggning där vissa byggnader genom horisontalrörelser "dragits isär". Primärt bedöms dessa rörelser ha orsakats av ojämna sättningar (jfr kap 8 "Sidorörelser").

Allvarliga skador finns även där byggnader är grundlagda på den lutande åsytan. Orsaken härtill kan vara för låg säkerhet mot grundbrott, t.ex. genom lastökningar från senare påbyggnader eller genom att grundmurarna ej nedförts tillräckligt djupt i grusåsen. Grundmurarna kan också vara för klena eller ha utsatts för sidorörelser.

Grundmurarna har ofta dålig sammanhållning genom att förband mellan stenarna saknas. Andra orsaker till skador i tegelmurverk är s.k. saltvittring, ett fenomen som innebär att förekommande salter i tegel och puts löses upp av den fukt som suggs upp i grundmurarna. Genom uppvärmning och ventilation av källarlokalerna ökar avdunstningen som medför att murverket under kemisk inverkan långsamt vittrar sönder.



Fig 86. Buktande grundmur i kv Ganymedes 1 före grundförstärkning.

Rörelser i byggnader kan också ske genom höga jordtryck mot dåliga grundmurar där mothållet är otillräckligt. Ett exempel härpå är fastigheten Ganymedes 1 vars grundmur buktade in oroväckande mot källaren före utförd förstärkning av grundmurarna (fig 86).

Vid grundförstärkning eller nybyggnation finns risk för att angränsande byggnader med pågående sättningar hänger sig på den förstärkta byggnaden varigenom sättningsskadorna förvärras. Någon praktisk möjlighet att vid grundförstärkning skilja byggnaderna i tomtgräns finns normalt ej då grundmurarna är mer eller mindre sammanhängande.

Aven vid rivning och nybyggnad har svåra skador i flera fall uppstått på grannfastigheter. Genom att intilliggande byggnader ofta stöttar varandra kan rivningar få katastrofala följder för grannhusen. Neddrivning av betongpålar genom fyllningen medför ofta sättningsskador i närliggande hus med bräcklig grundläggning. Som framgår av fig 87 och 88 gäller detta både vid slagning och tryckning av pålar genom fyllningen. Riskzonen vid pålslagning är dock avsevärt större än om pålarna trycks ned i jorden. All grundläggningsverksamhet måste därför utföras med stor försiktighet och under noggrann kontroll.

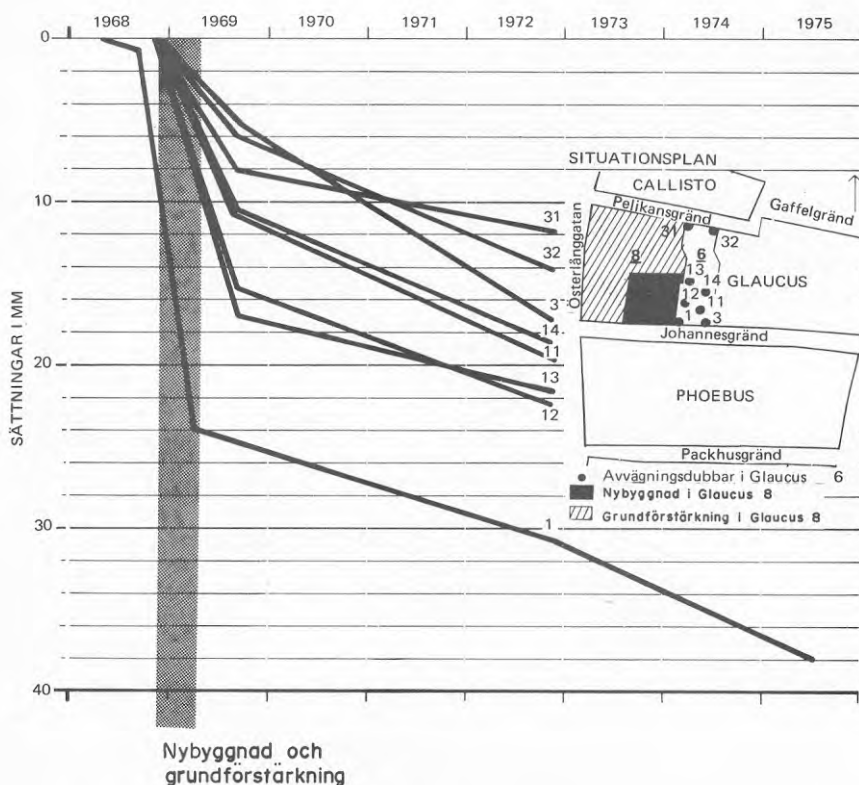


Fig 87. Uppmätta sättningar i kv Glaucus 6 vid grundläggning och grundförstärkning av intilliggande byggnad (nr 8) med tryckta betongpålar.

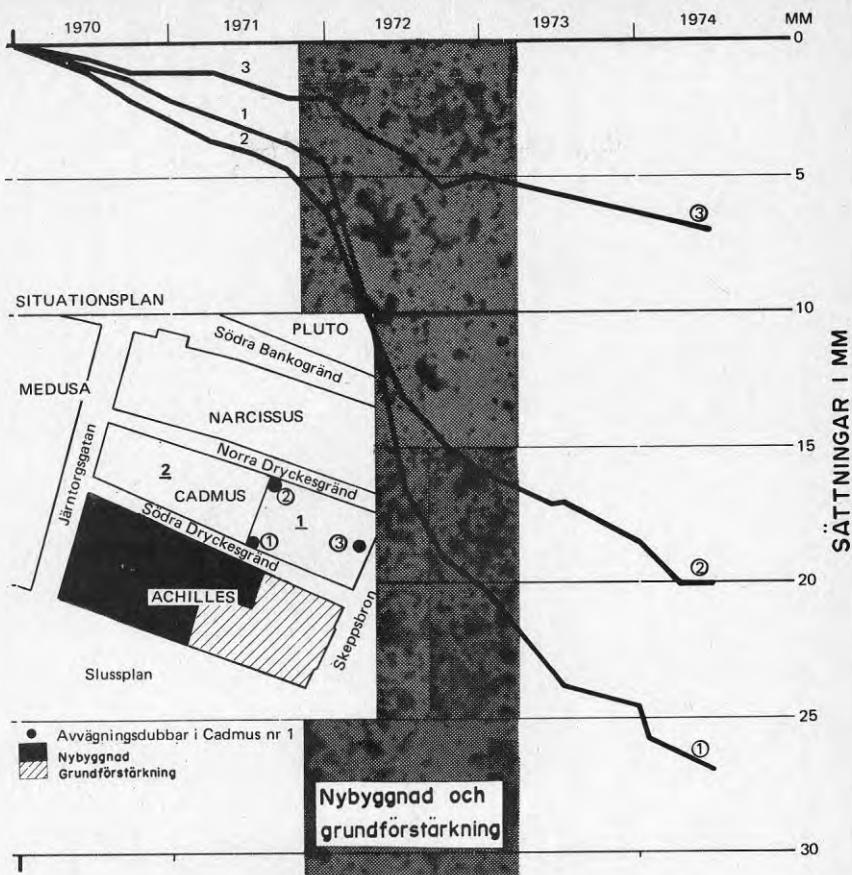


Fig 88. Sättningsmätning i kv Cadmus 1 vid grundläggning och grundförstärkning med slagna och tryckta betongpålar i kv Achilles.

### Översvämningar

Där källargolvet ligger lågt uppstår översvämning vid högvatten. Detta problem ökar med tiden i byggnader där sättningshastigheten är större än landhöjningen (ca 4 mm per år). Pumpning är inte alltid möjlig, varför vattentäta konstruktioner kan behöva göras i samband med grundförstärkning. Den kostnadsökning som detta medför hade i vissa fall kunnat undvikas om grundförstärkningen utförts i ett tidigare skede.

Problem med översvämning har man även haft förr. Vid provgröpsgrävning i fastigheten Glaucus 4 hittades en äldre vattentät konstruktion med intressant utförande. Under en tunn betongplatta fanns ett ca 30 cm tjockt fyllnadslager vilande på ett tegelgolv. Under detta påträffades ekplankor i tre lager väl infasade i en lådkonstruktion. Över den understa plankbädden fanns ett tätskikt av kåda och tjära. Konstruktionen framgår av fig 89 och 90.





Fig 89. Äldre "vattentät" golvkonstruktion i kv Glaucus 4.

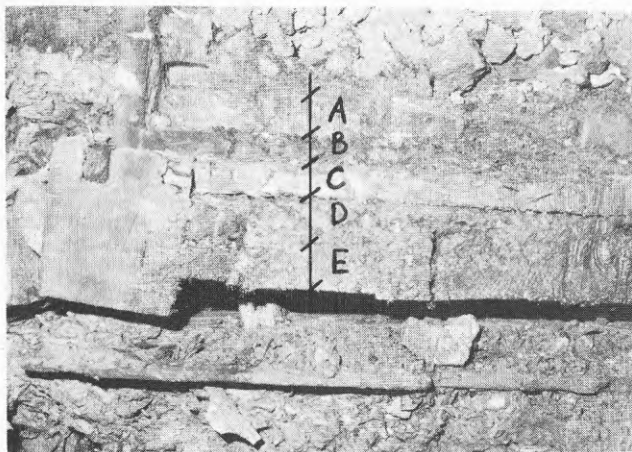


Fig 90. Tvärsnitt genom golvkonstruktionen i Glaucus 4 (A = stenplattor, B, C och E = tre lager av ekplank, D = tätskikt med kåda och tjära)

#### 10.4 Vibrationer

##### *Vibrationer kan skada byggnader*

Vibrationer från trafik jämte vissa grundläggningsaktiviteter såsom påslagning och spontning kan erfarenhetsmässigt orsaka skador i byggnader. Vid tillräcklig storlek kan vibrationerna medföra omlagrings- och packningseffekter i närliggande jordlager, speciellt om dessa är löst lagrade. Härigenom kan sättningar uppstå såväl direkt i mark som i byggnader. Skador kan även uppkomma genom att de vibrationer som överförs till byggnadsstommar kan utlösa upplagrade spänningar och därigenom ge upphov till sprickbildning.

Risk för skador föreligger generellt när kraftiga vibrationer alstras genom trafik och grundläggningsaktiviteter i direkt anslutning till byggnader. Husen i Gamla Stan är dock genom hög ålder, heterogen grundläggningsmetodik samt tidigare inträffade skador särskilt känsliga för störningar.

##### 10.4.1 Utförda mätningar

En översiktlig undersökning av inverkan från trafikvibrationer på byggnader och fyllnadsmassor utfördes vid årsskiftet 1976-77 av Geodynamik AB på uppdrag av fastighetskontoret. Resultatet är redovisat i en separat rapport (se referenser). I två fall har dessutom vibrationsmätningar utförts på grannfastigheter i samband med grundarbeten.

Mätningarna av vibrationer från trafik utfördes på östra sidan med registreringar dels på Skeppsbron och dels i källaren till närbelägna hus i kv Proserpina och kv Pollux 1, 2. I sistnämnda byggnad utfördes även mätningar i översta våningen.



Normalt har vibrationernas amplitud registrerats i två riktningar, vertikalt och horisontellt eller horisontellt i två mot varandra vinkelräta riktningar. Mätningarna utfördes i tre etapper enligt följande.

- allmän vibrationsnivå under dagtid (etapp 1)
- inverkan av tåg och enstaka fordon nattetid (etapp 2)
- inverkan av gruslastbil (20 t), bussar och ålandsbåt (etapp 3)

I den första etappen utfördes invändiga mätningar i fem punkter i källaren till kv Proserpina samt utvändigt i åtta punkter längs Skeppsbron och i Norra Bankogränd. I den andra och tredje etappen utfördes mätningar i kv Proserpina resp. i kv Pollux. Vid sistnämnda mätning var den allmänna trafiken på Skeppsbron avstängd.

Vid grundförstärkning av fastigheten kv Pollux 1, 2 år 1978 utfördes vibrationsmätningar i grannfastigheten, kv Pollux 13. Grundförstärkningen utfördes med skarvade stålplåtar (SW-plåtar) slagna till stopp i grusåsen med tung tryckluftdriven hejare. Temporärt drevs plåtarna även med en vibrohammare. Mätningarna utfördes intermitterent med vibrometer av typ B&K 2551.

I kv Midas nr 6 utfördes år 1977 grundläggning för en nybyggnad med foderrörsborrade stålämnen ( $\varnothing$  140 mm) till berg (jfr kap 11). Även under detta arbete utfördes vibrationsmätningar i grannfastigheterna. Förutom kontinuerlig övervakning med ampliferaer utfördes även tillfälliga mätningar av vibrationernas frekvensinnehåll.

#### 10.4.2 Resultat av mätningarna

##### *Inverkan från trafik på Skeppsbron*

Vid mätningarna under dagtid (etapp 1) registrerades i källarlocalerna överlag låga värden nära den undre gränsen av mätområdet. Medelnivån för svängningshastigheten låg under en tvåminutersperiod vid ca 0,03 mm/s. Några signifikanta skillnader mellan olika mätpunkter kunde ej utläsas. Nivåerna i vertikal- och horisontal- led var ungefär lika stora. Låga frekvenser (1 å 2 Hz) dominerade, sannolikt härrörande från den allmänna trafikströmmen på Skeppsbron.

Även i mätpunkterna utomhus registrerades låga svängningshastigheter, maximalt 0,1 å 0,15 mm/s. Liksom vid mätningarna i kv Proserpina kunde ej inverkan av enskilda fordon urskiljas.

Vid mätningarna på natten var vibrationerna allmänt sett små. De största vibrationerna uppstod då några lastbilar passerade med tämligen hög fart. I ett fall var accelerationen ca  $3 \text{ mm/s}^2$  och den dominerande frekvensen 3 Hz (svängningshastighet 0,15 mm/s). Enskilda personbilar gav betydligt lägre amplituder och högre frekvens (10-30 Hz).

Lastbilen i tredje mätetappen gav inga alarmerande stora vibrationer, inte ens när den passerade över en ojämhet i form av ett brunnslöck. Maximala svängningshastigheten i kv Pollux var härvid 0,3 mm/s. Amplituderna ökade något vid ökad hastighet hos bilen.

Bussarna gav betydligt högre amplituder än lastbilen, vilket delvis bedömdes bero på fordonens utformning (fjädring och axelavstånd) i förhållande till de typiska frekvenserna i fyllningen. Den maximalt uppmätta accelerationen,  $40 \text{ mm/s}^2$  vid frekvensen 10 Hz, motsvarar dock ej högre svängningshastighet i byggnaden än  $0,6 \text{ mm/s}$ .

Fartygsavgången gav obetydliga utslag men propellerslagen märks av dem som arbetar i byggnaden.

#### *Sammanfattande synpunkter på vibrationer från trafik*

Svenska normer för vibrationers inverkan på byggnader finns ej. En jämförelse av resultatet med tyska normer för gamla byggnader visar att husen inte torde skadas genom direkt påverkan av vibrationer. Därtill är den maximalt uppmätta svängningshastigheten,  $0,6 \text{ mm/s}$ , alltför låg. En annan slutsats är att vibrationerna inte minskar nämnvärt om hastigheten för lastbilar och bussar sänks från 50 till 30 km/tim, medan de däremot ökar avsevärt om hastigheten höjs till 60-70 km/tim. Att jämna vägbanorna förefaller därför vara en angelägen åtgärd.

Vibrationerna från trafiken kan däremot mycket väl föranleda sprickor i byggnader genom att de utlöser latenta spänningar orsakade av exempelvis sättningar. Sålunda kan vibrationerna utlösa skador, som i annat fall skulle ha uppkommit först i ett senare skede.

#### *Inverkan från grundläggningsarbeten*

Vid slagningen av SW-pålar i kv Pollux 1, 2 registrerades normalt små vibrationer i grannfastigheten Pollux 13. Vid användning av tryckluftshejare låg svängningshastigheten genomgående under  $1 \text{ mm/s}$  med avtagande storlek vid minskning av slaghöjden.

Försök att driva pålarna med en s.k. vibrohammare utfördes. Härvid var förhållandena mer komplicerade. De största vibrationerna uppstod vid ca 75 % utnyttjad kapacitet varvid svängningshastigheten uppgick till 1,5 å  $2 \text{ mm/s}$ . Tillfälliga kraftigare vibrationer bedömdes dock kunna uppkomma vid besvärliga passager i fyllningen (stenar, trävirke o.dyl) varvid pålen "skakade och hoppade" på samma nivå under kortare eller längre perioder. Vid ett senare tillfälle uppmättes en mycket hög svängningshastighet, ca  $16 \text{ mm/s}$ , vilket av de boende upplevdes mycket störande. En samtidig besiktning visade att nya sprickor uppstått vilket föranledde att vibrohammare inte vidare användes vid pålslagningen.

Den kontinuerliga bevakningen av vibrationer i grannfastigheter vid grundläggning av den nya byggnaden i kv Midas nr 6 visade att vibrationernas svängningshastighet vid enstaka tillfällen under pålningsarbetet nådde storleken  $2 \text{ mm/s}$ . I schaktstadiet uppnåddes temporärt  $6,5 \text{ mm/s}$  vid forcering av ett hinder i fyllningen (rustbädd). De normalt uppmätta svängningshastigheterna bedöms enligt gällande tyska normer (DIN 4150) vara acceptabla nivåer för gamla byggnader. Några lokala smärre sprickor uppstod i en grannfastighet och som möjligen kan ha orsakats av att vibrationerna utlöst latenta spänningar i murverket.

Grundförstärkningar i Gamla Stan är i regel komplicerade och kostnadskrävande arbeten. Detsamma gäller även för alternativet rivning och nybyggnad då grannfastigheter med hög ålder och bräcklig grundkonstruktion normalt är mycket känsliga för störningar i grunden varför speciella grundläggningsmetoder måste tillämpas. Problemen vid rivning är särskilt svårartade eftersom intilliggande byggnader ofta stöttar varandra. I vissa fall har uppenbara rasrisker förelegat, vilka föranlett mer eller mindre panikartade förstärkningsåtgärder.

Problem med skador på grannhusen i samband med grundläggningsarbeten för nybebyggelse har varit speciellt stora när konventionella pålningsmetoder använts. Som framgår av de båda exemplen under avsnitt 10.3.3 "Skadeorsaker" finns uppenbar risk för skador på grannfastigheter både vid tryckning och slagning av betongpålar. Vid slagning påverkas dock ett avsevärt större område än vid tryckning, varför slagna betongpålar ej längre utnyttjas i Gamla Stan.

I brist på bättre metoder har enstaka byggnader under 1900-talet grundlagts på hel betongplatta i fyllning. Metoden ger mindre och jämnare sättningar än om grundmurarna hade lagts direkt i fyllningen men grundförstärkning kommer förr eller senare ändå att bli nödvändig.

Under senare år har en ny teknik med stålpålar utvecklats för grundläggning av byggnader på ett för omgivningen skonsamt sätt. Pålarna består av runda eller kvadratiska valsämnen som nedborras till berg med foderrörsutrustning. Foderröret kan antingen kvarlämnas eller dras upp efter monteringen av valsämnet. I förstnämnda fallet fylls utrymmet mellan foderröret och stålkärnan med cementbruk som korrosionsskydd. Motsvarande teknik användes vid grundförstärkning av kv Atomena år 1978 men i detta fall måste successiv svetsning av foderrör och stålkärnor utföras.

Schaktningen ner till grundläggningsnivån kräver normalt spottning som likaså kan skada grannfastigheterna. Vid passering av hinder i form av trävirke och liknande i fyllningen uppstår ofta kraftiga vibrationer som kan överföras till angränsande byggnader och därigenom orsaka skador. Ibland kan detta problem undvikas genom att kvarstående grundmurar från en tidigare byggnad utnyttjas som spott.

För att belysa teknik och arbetsgång vid nybyggnation lämnas nedan en rapport över grundläggningsarbetena för kv Midas nr 6, ett nytt kontorshus från 1977 i hörnet Schönfeldts Gränd-Lilla Nygatan.

Grundläggning av nybyggnad i kv Midas nr 6  
(av B. Nord, Binabconsult AB)

*Geologiska - geotekniska förhållanden*

Kv Midas ligger i sydvästra delen av Gamla Stan nära Mälartorget och utanför den medeltida strandlinjen. Jorden består överst av ca 15 m fyllning med gamla grundrester, delvis på rustbäddar med upp till 50 cm tjocka stockar och

därunder av lera, sand och grus med lerkörtlar och lerskikt. Markanta anhopningar av trä - förmodligen gamla kajkonstruktioner - finns även på större djup i fyllningen. Djupet till berg varierar mellan 18 och 22 m.

Kvarteret är omgivet av gamla byggnader, grundlagda med träpålar eller direkt i fyllningen. Detta medför att de är mycket känsliga för de störningar som normalt uppstår vid nygrundläggning.

#### *Förstärkning mot gator och grannfastigheter*

Källargolvet för den nya byggnaden är utfört på ungefär nollnivå och överensstämmer i stort med grundvattenytans läge.

Med hänsyn till risken för skador i de sättningskänsliga grannfastigheterna bedömdes konventionell spontförstärkning mot gatumark vara olämplig. Man valde därför att utnyttja de befintliga grundmurarna från tidigare byggnad som spont. Efter förstärkning av grundmurarna med sprutbetong utfördes förankring med ca 20 m långa dragstag, som injekterades fast i bakomliggande jordmaterial (åsgrus).

I samband med schaktarbetena var man också tvungen att utföra omfattande förstärkningsarbeten med sprutbetong och injektering av grannbyggnadernas grundmurar. Ett önskemål från byggherren om större utrymmen i källarvåningen medförde omfattande bilningsarbeten i befintliga grundmurar.

#### *Grundläggning*

Med hänsyn till risken för skador på grannfastigheterna genom vibrationer och den stora mängden pålningshinderande trärester (redovisade i grundundersökningen) valdes grundläggning med förborrade massiva stålpålar  $\varnothing 140$  mm, pålningsklass B enligt SBN 1975.

Förborrningen utfördes med foderrörsutrustning (typ JB) från schaktbotten till 0,5 m ned i berget. För att förhindra att borrhålen rasade igen vid uppdragning av foderören, valde man att stabilisera hålen med bentonitsuspension samt ett kvarstående styrrör i hålets övre del.

Transporterna av de förtillverkade pålarna med en maximal längd av 23 m genom Gamla Stans trånga gatunät jämte montage av de 54 pålarna med mobilkran innebar speciella svårigheter. Arbetet flöt dock planenligt och var klart inom loppet av en vecka. Normalt sjönk pålarna av egenvikten ner till förborrad nivå men i några fall behövdes ytterligare lätt drivning av pålarna för att nå ner till berget.

Den utförda korrosionssonderingen indikerade en oacceptabelt hög korrosionsrisk till nivå -4 och pålarna korrosionsskyddades därför med epoximålning ned till denna nivå.

### *Pump- och hissgröpar*

Byggnadens pump- och hissgröpar är belägna 1,5 - 2,0 m under källargolvet. Schakt- och pålning för dessa var för- enade med speciella svårigheter, främst i form av grundvattenförekomst. Genom att utnyttja förborrad rälsspont tätat med sprutbetong kunde även dessa arbeten genomföras planenligt utan störningar för grannfastigheterna eller inverkan på grundvattennivån.

### *Kontrollåtgärder*

Ett omfattande kontrollprogram är ofta nödvändigt för att minimera risken för skador på grannfastigheterna. Kontrollen vid kv Midas omfattande följande punkter;

- för- och efterbesiktning av grannfastigheterna med avseende på sprickbildning, grundläggning, skorstensstockarnas kvalitet etc
- precisionsavvägning av sättningsdubbar i samtliga grannfastigheter
- kontinuerlig vibrationsmätning under hela grundläggningsarbetet
- kontroll av grundvattenytan runt arbetsplatsen.

Av kontrollrapporten framgår att några skador ej inträffade under byggnadstiden med undantag av en grannfastighet inom kv Midas, där en sättning på 3 mm förorsakade synliga sprickor i fönsterbröstningarna. Uppmätta sättningar på övriga grannfastigheter var högst 1 mm.

Beträffande resultat av utförda vibrationsmätningar, se avsnitt 10.4.2, sid 138.



*Kostnader*

Grundläggingskostnaderna fördelar sig enligt nedanstående.  
(Indexreglering är utförd till kostnadsläge 79-07-01.)

A. Underentreprenad för grundarbeten	<u>tkr</u>
1. Schakt	85
2. Bilning av befintlig grundmur	100
3. Betongsprutning av grundmur	50
4. Stagsättning	40
5. Pålning	810
6. Kontroll	<u>90</u>
	1.175
Generalentreprenörens arvode 13 % på dito	153
Betongplatta med påsulor	<u>83</u>
Summa Entreprenadkostnader	1.411
B. Projekterings- och byggherreomkostnader	198
Index till 79-07-01	258
Moms	<u>213</u>
<u>Totalkostnad</u>	<u>2.080 tkr</u>

*Kostnader per ytenhet*

Byggnadsarea (By)	362 m <sup>2</sup>	5.746 kr/m <sup>2</sup> By
Lägenhetsyta (Ly)	2375 m <sup>2</sup>	876 kr/m <sup>2</sup> Ly

Kostnaden för grundläggningen av kv Midas nr 6 blev ca 3 ggr högre än vad som är normalt på malmarna. För Gamla Stans förhållanden är dock kostnaden tämligen låg. En bidragande orsak härtill är den förhållandevis billiga "sponten".

För jämförelse har en grov kalkyl utförts av kostnaden för en tänkt grundförstärkning av den rivna byggnaden. Vid grundförstärkning med stålplastpålar och lastöverföring med balkar av stål eller betong blir den beräknade kostnaden totalt ca 2,8 Mkr motsvarande ca 7.800 kr/m<sup>2</sup>By, dvs. ca 40 % högre än vid nygrundläggning.

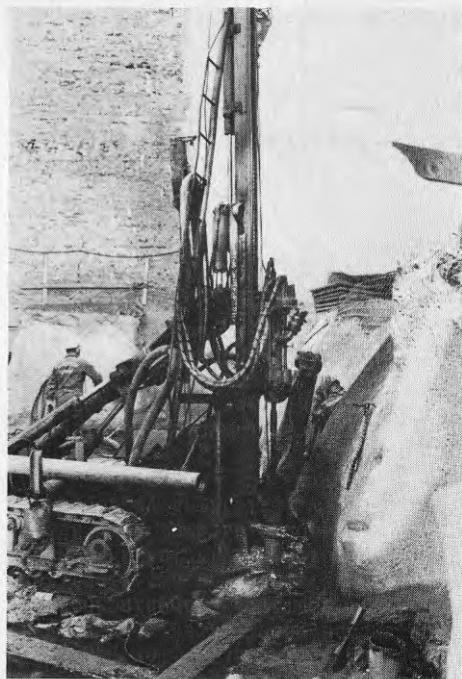


Fig 91.

Kv Midas nr 6

Förborrning för pålar och  
förstärkning av grundmur  
mot grannbyggnad med  
sprutbetong.

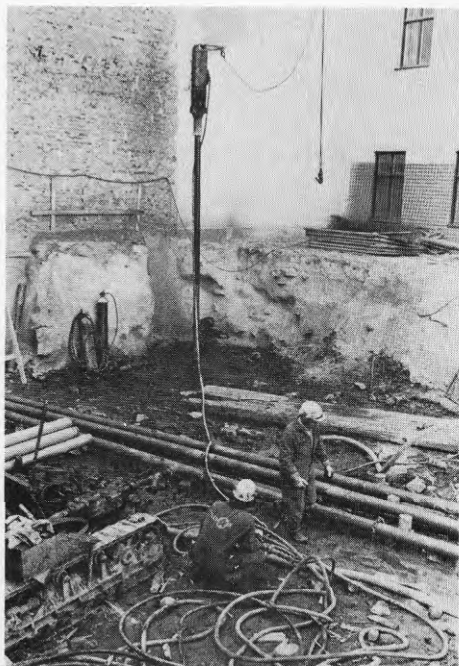


Fig 92.

Kv Midas nr 6

Neddrivning av stålpåle.



## 12 GRUNDFÖRSTÄRKNINGSBEHOV

*Litet behov av grundförstärkning inom centrala Stadsholmen*

Behovet av grundförstärkning för byggnader uppförda på grusåsens centrala plattå bedöms totalt sett vara litet. För några byggnader behövs grundförstärkning beroende på att grundmurarna är svaga eller vilar på lokala utfyllnader eller lerkörtlar. Vårdslösa påbyggnader eller ändringar i stommen kan ha medfört att grundtrycket i jorden blivit för högt med åtföljande sättningar, vilket motiverar grundförstärkning. En säkrare bedömning av grundförstärkningsbehovet för vissa byggnader på centrala Stadsholmen kan göras först när resultat av några års sättningsavvägningar föreligger. Grundförstärkningar inom "fastmarksområdet" är - med Gamla Stans mått mätt - förhållandevis enkla och utförs normalt genom att bristfälliga murar förstärks och undergjuts.

Grundförstärkningsbehovet för offentliga byggnader i norr bedöms preliminärt vara litet. Här har vissa byggnader grundförstärkts tidigare, främst Ridarhuset, Högsta Domstolen (kv Nemesis) och Slottet (logårdsflyglarna). Vissa grundförstärkningar vid Slottet återstår.

*Stort behov av grundförstärkning inom utfyllda strandområden*

Inom strandkvarteren utanför Öster- och Västerlånggatan finns en mängd byggnader med grundförstärkningsbehov på kortare eller längre sikt. Till underlag för den bedömning av grundförstärkningsbehov som redovisas på figur 93 ligger ett omfattande utredningsmaterial med inventeringar, besiktningar, mätningar och geotekniska undersökningar. De faktorer som främst påverkar bedömningen av grundförstärkningsbehovet är

- grundläggning (utförande och kondition)
- husskador
- sättningar
- jordarter
- grundvatten

Bedömningen av grundförstärkningsbehovet försvåras av ett flertal osäkerhetsfaktorer. Detta gäller särskilt den skiftande grundläggningsteknik som använts där äldre grundkonstruktioner ofta fått ingå i grundläggningen för nuvarande byggnader. Dessutom saknas i regel dokumentation av hur äldre hus är grundlagda vilket föranlett grävning av en mängd provgropar. Dessa ger dock ofta ej entydiga svar på hur grundläggningen är utförd. Utvändiga fasadrenoveringar har ofta utförts utan samtidig grundförstärkning. Husen kan därför synbarligen vara i tämligen gott skick medan mer ingående utredningar visar motsatt förhållande. Normalt erfordras sättningsmätningar och undersökning av grundläggningen för bedömning av grundförstärkningsbehovet. För många hus saknas dock sättningsmätningar helt. I andra fall har dessa antingen för kort varaktighet eller är ej så tillförlitliga att några säkra slutsatser kan dras.

Uppgifterna om jordartsförhållandena är ofullständiga, främst beroende på att de flesta äldre undersökningarna är svårtolkade och delvis missvisande. De nya undersökningarna har självfallet förbättrat kunskaperna om jordgrundens utseende men vissa oklarheter kvarstår. Detta gäller särskilt på den västra sidan inom den zon där fyllningen tunnare ut mot Västerlånggatan. Den exakta övergången mellan fyllning och naturligt avsatt åsgrus är svår att fastlägga, främst beroende på att åsgrus från högre belägna partier av Stadsholmen under tidernas lopp avschaktats och utnyttjats för utfyllning inom det lägre strandområdet.

Grundvattenytans läge i förhållande till trägrunder påverkas av variationer i vattenstånd i Mälaren resp. i Saltsjön men även skillnaden i vattenstånd mellan dessa båda vattendrag inverkar. Som framgår av kap. 6 "Grundvatten" syns Saltsjön i hög grad påverka grundvattenbildningen även på västra sidan.

Bedömningen av grundförstärkningsbehovet enligt figur 93 är utförd i nedan redovisade klasser. Indelningen gör ej anspråk på att vara fullständig och behöver sannolikt revideras när resultatet från flera års avvägningar föreligger.

Ett svårbedömt område finns i nordväst mellan Stora Nygatan-Gråmunkegränd-Västerlånggatan-Yxsmidsgränd. Här finns sättningsskador som indikerar att grundförstärkning kan behövas i större omfattning än vad som redovisats på figur 93. Bristen på grundundersökningar har dock omöjliggjort en bedömning för många byggnader.

#### *Klassindelning efter bedömt tidsmässigt behov av grundförstärkning*

- Akut behov av grundförstärkning

Till denna grupp hör byggnader där stora och ojämna sättningar pågår eller som har mycket allvarliga sättningsskador, ibland med viss rasrisk. Eftersom det tar viss tid att planera och genomföra en grundförstärkning är det realistiskt att i begreppet "akut" inlägga en tidsrymd av högst 5 år. Rashotande skador kan i en del fall påfordra omedelbara åtgärder.

- På kort sikt behov av grundförstärkning

Till denna grupp hänförs byggnader som endera har allvarliga sättningsskador eller förväntas få det inom 10 år. Byggnaderna bör därför grundförstärkas inom högst 10 år.

- På sikt behov av grundförstärkning

I denna grupp finns byggnader som idag ej uppvisar anmärkningsvärt stora skador eller sättningar men som på sikt bedöms kunna få ökade skador. Hit räknas i vissa fall även byggnader som har trägrunder, vilka nu är täckta av grundvatten men där risk för rötangrepp föreligger på sikt. Detta gäller främst byggnader utförda i sen tid, kring sekelskiftet år 1900. I gruppen finns också en del byggnader med osäkra uppgifter om grundläggningen. I begreppet på "sikt" behov av grundförstärkning kan normalt läggas tidsrymden 10-30 år.



- På lång sikt behov av grundförstärkning

Till denna grupp hänför sig byggnader som har så små skador och sättningar att grundförstärkning bedöms bli erforderlig först efter lång tid, såg 30 år eller senare. I de fall bedömningen är osäker om byggnaden över huvud taget behöver grundförstärkas har detta särskilt angetts på figur 93.

- Grundförstärkning torde ej erfordras

Till denna grupp hänförs i huvudsak nybyggda eller grundförstärkta hus med vad man kan förutsätta god grundläggning respektive fungerande grundförstärkning. Till gruppen hör också byggnader som bedömts vara grundlagda på friktionsjord och där sättningar ej påvisats. I en del fall kan sättningar pågå men mätningar saknas.

På figur 93 har några fastigheter särskilt markerats genom inramning och med texten "Byggnad som kan orsaka sidorörelser". Bakgrunden härtill har beskrivits under kap 8 "Sidorörelser". Det är angeläget att dessa byggnader grundförstärks snarast.

För några byggnader har markerats att "Vatteninfiltration bör provas" för att härigenom söka uppskjuta grundförstärkningen. Detta gäller ett fåtal byggnader på Skeppsbrosidan med trägrunder vilka än så länge bedöms vara i tämligen god kondition.

I vissa fall har äldre grundförstärkningar lyckats mindre bra, varför ny grundförstärkning erfordras på kortare eller längre sikt. Detta gäller för hus som förstärkts genom kapning av träpålar och undergjutning och där t.ex. nya rötangrepp uppstått eller kan förväntas. Det finns även byggnader grundförstärkta med tryckta betongpålar som ändå sjunker beroende på att pålarna delvis stoppat i fyllningen. Bedömning av grundförstärkningsbehov för dessa byggnader har utförts efter samma kriterier som för övriga byggnader.



Fig 93. Klassindelning efter bedömt tidsmässigt behov av grundförstärkning.

## 13 GRUNDFÖRSTÄRKNINGSTEKNIK

13.1 Allmänt*Speciell teknik krävs i Gamla Stan*

Grundförstärkning i Gamla Stan medför så speciella tekniska krav att konventionella och sedan lång tid beprövade grundförstärkningsmetoder endast i undantagsfall kan utnyttjas. Detta beror främst på att de geologiska-geotekniska förutsättningarna är sådana att antingen omfattande modifieringar av tidigare metoder eller nyutvecklade specialmetoder måste tillgripas.

*Tekniskt acceptabla metoder finns*

Där djupet till grusåsen är litet kan grundförstärkningen utföras med undergjutning, en beprövad metod som rätt utförd ger en tekniskt acceptabel lösning.

Inom områden med stor fyllningsmättighet har under de senaste åren flera byggnader grundförstärkts med nyutvecklade pålningsmetoder, anpassade till de speciella förutsättningar som råder i Gamla Stan. Dessa metoder har av respektive entreprenörer vidareutvecklats till att omfatta hela system för grundförstärkning där även schakt, lastöverföring, förstärkning av befintlig byggnad etc anpassats till ifrågakvarnande pålningsmetoder. Mot bakgrund av att enbart pålningsarbetet utgör 30 å 50 % av totalkostnaden är detta naturligtvis en riktig utveckling.

De nya metoderna är ur teknisk och ekonomisk synpunkt väl dokumenterade i BFR-rapporter vilka även omfattar jämförande analyser av metoderna. För detaljbeskrivning av dessa metoder hänvisas till dessa rapporter (se referenser) som är upprättade inom ramen för denna utredning men av utrymmesskäl har redovisats separat.

De nya metoderna bedöms samtliga uppfylla normala funktionskrav även om långtidseffekten av naturliga skäl inte kunnat utvärderas. Tekniska jämförelser mellan olika metoder bör dock ej göras utan samtidiga ekonomiska studier. Sålunda är bergburna pålar säkrare än pålar som står i grusåsen men skillnaden har ur brukssynpunkt ingen avgörande betydelse. Detta gäller självfallet under förutsättning att pålar som stoppar i grusåsen får tillräcklig bärighet utan nämnvärda sättningar. Ur ekonomisk synpunkt är dock bergburna pålar i Gamla Stan i de flesta fall ej försvarbara med hänsyn till att djupet till berg ofta är stort. Undantag är ett område i nordväst vid kv Milon och Atomena där djupet till berg är begränsat (10 å 20 m). I det senare kvarteret utfördes följdriktigt år 1978 en grundförstärkning med stål-kärnpålar till berg.

Problemet är således att hitta tekniskt acceptabla lösningar till rimliga kostnader. Enskilda objekt i Gamla Stan uppvisar dessutom individuella svårigheter, vilket medfört nya detaljlösningar och modifieringar varje gång respektive metod använts.

Gemensamt för de nya metoderna är att pålarna - oavsett fyllningens sammansättning och mäktighet - på ett kontrollerbart sätt förs ner igenom fyllningsmaterialet till bärkraftigt åsma-material eller berg.

#### *Vtterligare forskning och utveckling behövs*

Vid en genomgång av de senast utförda grundförstärkningsobjekten (jfr BFR-rapporterna) står det klart att en målinriktad metodutveckling bör kunna bidra till en lägre totalkostnad för förstärkningsarbetena, men även till säkrare bedömningar av grundförstärkningsarbetenas utförande och funktion. I avvaktan på förbättrade metoder måste dock många byggnader grundförstärkas då dessa annars riskerar att helt förstöras av ojämna sättningar. Metodutvecklingen avser inte enbart pålningsarbetet och därmed sammanhängande problem utan hela processen, inkluderande även förundersökning och projektering, upphandling samt kontroll. Styrelsen för teknisk utveckling (STU) har anslagit 12 Mkr för utveckling av geoteknik i tätort under en 5-årsperiod. Det är en förhoppning att denna utveckling också skall omfatta Gamla Stans grundförstärkningsproblematik med tillämpning även i andra områden med likartade problem.

Det är dock ej sannolikt att någon ny och helt revolutionerande förstärkningsmetod kommer fram under den begränsade tidsperiod inom vilken de flesta förstärkningarna i Gamla Stan måste utföras. Det troliga är att redan etablerade metoder kommer att dominera. Däremot finns möjlighet att försök med utländska metoder kan komma att utföras.

Nedan beskrivs både generella tekniska svårigheter och sådana som är förknippade med särskilda utföranden. Denna probleminventering ger även en uppfattning om de områden där fortsatt forskning och metodutveckling är angelägna.

### 13.2 Generella tekniska problem

#### *Förundersökningar*

Vid utförande av geotekniska förundersökningar drabbas man av likartade problem som vid förstärkningsarbetena. Trånga utrymmen, svårborrade jordmaterial etc, är om möjligt ännu svårare att bemästra när den geotekniska undersökningen skall göras än vid själva grundförstärkningen, eftersom geoteknikerns maskinutrustning ej är anpassad till dessa förutsättningar. Brister i eller ofta helt obefintligt ritningsunderlag ställer stora krav på inventeringsdelen av förundersökningen. Det är av största vikt, såväl för projekteringen som för själva förstärkningsarbetet, att så korrekta uppgifter som möjligt finns framtagna om befintliga byggnader och dessas grundläggning. Byggnadernas höga ålder och historik har härvid särskild betydelse eftersom lokala, till synes planlösa förändringar av grundläggningssättet snarare är regel än undantag. En bidragande orsak härtill är att grundkonstruktioner från tidigare byggnader eller andra anläggningar ofta ingår i grundläggningen för nuvarande byggnader.



Fig 94. Svårforcerad fyllning komplicerar geotekniska undersökningar (teckning B. Nord)

En ytterligare svårighet är att överföra förundersökningsresultaten i tillförlitliga uppgifter om exempelvis förväntade pålastningsnivåer, mängd av hindrande trärester etc. Dessa svårigheter medför problem vid upphandlingen av entreprenaden och som i varierande grad leder till osäkerheter vid bedömning av den totala kostnaden för grundförstärkning.

#### *Befintlig byggnad - projektering av grundförstärkning*

En säker bedömning av lokala rasrisker, förstärkningsbehov och möjligheter till förändringar är svår att göra. Lämpliga kontroll- och övervakningssystem saknas vilket medför att inga enkla kontroller kan utföras som visar om gjorda antaganden är riktiga. En ytterligare komplikation är att bedöma om byggnaden kan vara i bruk under förstärkningsarbetet eller om utrymning måste ske. Här måste även miljöfaktorer som buller, damm och vibrationer vägas in. Självfallet måste man utrymma den understa våningen, dvs. i de flesta fall källaren.

Bristande kontroll- och övervakningssystem medför att föreslagna förstärkningsåtgärder hamnar på "säkra sidan" och därmed blir onödigt dyra. I sämsta fall kan resultatet leda till felaktiga åtgärder. Här synes en utveckling av tekniskt acceptabla men mindre kostsamma metoder vara påkallad. En sådan utveckling kräver sannolikt en parallellutveckling av lämpliga kontroll- och övervakningssystem.



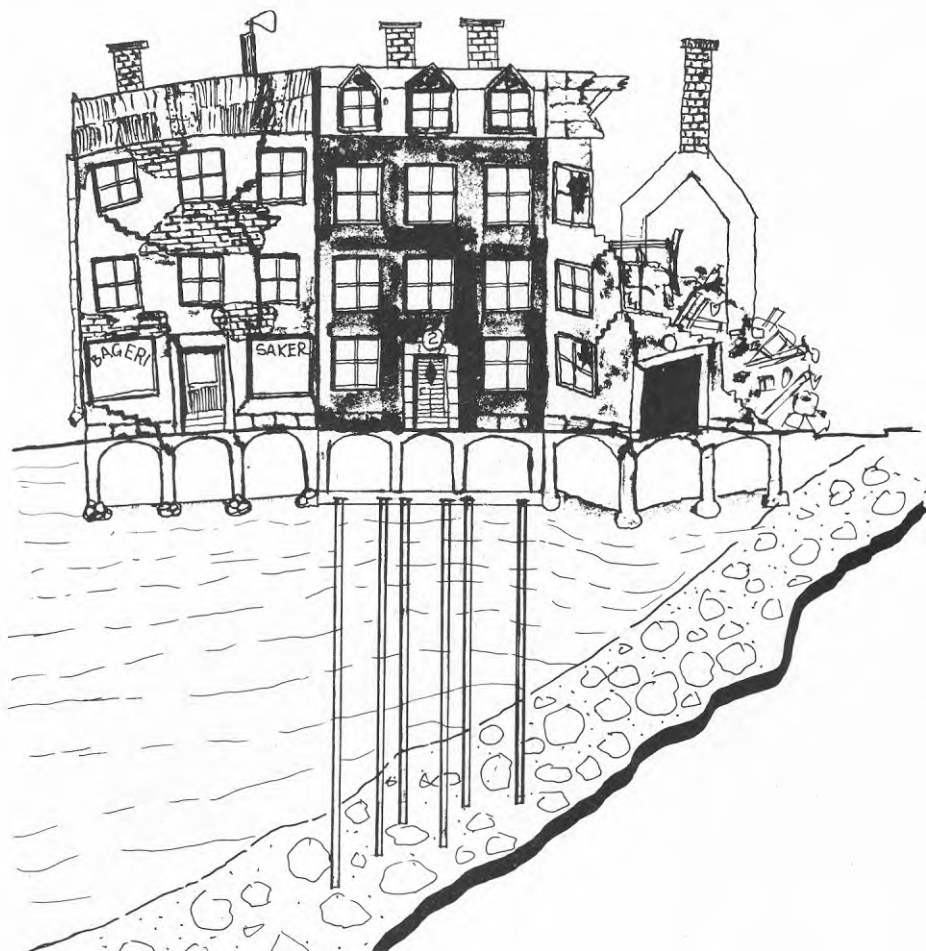


Fig 95. Risk för skador på grannfastigheter vid och efter grundförstärkning

### *Grannfastigheter*

När enstaka byggnader inom ett kvarter grundförstärks utan samordning med övriga delar av kvarteret uppstår ofta svårbemästrade problem, varför det är önskvärt att försöka samordna grundförstärkning av intilliggande byggnader. Ett problem som ofta inträffar är att grannfastigheterna kan erhålla svåra skador vid förstärkning av den egna byggnaden. Genom upphängning längs tomtgränsen får det icke förstärkta huset en mer eller mindre fast grundlagd mur, medan sättningsrörelserna i övrigt fortsätter, i sämsta fall med en temporärt ökad hastighet på grund av de störningar som en grundförstärkning alltid innebär. Risken för ökade ojämna sättningar är således uppenbar.

Ett annat svårbemästrat typfall är då grannfastigheten tidigare grundförstärkts med en för Gamla Stan olämplig metod. Lasterna kan då antingen vara nedförda till varierande djup i fyllningen eller till lösa ytlager i grusåsen. Vid grundförstärkning med pälår som tränger djupt ner i åsen finns därvid risk för sättningskador i den tidigare grundförstärkta grannbyggnaden.

Förutom nämnda riskmoment finns även risk för skada på grannfastighet av mera "normalt" slag, en risk som ofta finns vid grundläggningens arbeten i tätorter. Denna risk behandlas på sedvanligt sätt med kontrollprogram omfattande

- för- och efterbesiktning
- sättningsuppföljning med avvägning och peglar
- vibrationsmätning
- kontroll av grundvattennivån

Dokumentation av utförda grundförstärkningsarbeten skall utföras, särskilt vad gäller pålningens utförande (påltyp, placering, längder, stoppslagning och neddrivningsdjup i åsen). Därigenom underlättas projekteringen av framtida intilliggande förstärkningsarbeten och skapas möjligheter till resultatkontroll och erfarenhetsåterföring på längre sikt genom sättningsmätningar.

#### *Trånga utrymmen*

Det är trångt i Gamla Stans källare och gränder. Stora krav ställs därför på planeringen av grundförstärkningsarbetena då det är ont om upplagsplatser och transportmöjligheterna är mycket begränsade. Maskinparken måste vara extremt anpassad till förekommande takhöjder, bredden på trappor etc. Dessa förutsättningar har medfört att grundförstärkningsarbeten måste bygga på ett omfattande manuellt arbete, eftersom lämpliga maskiner ej finns. Det förekommer mycket tunga lyft, handschaktning, bilning etc. En möjlig utveckling är naturligtvis att utveckla maskiner. Ändringar i planlösningar, nivåer m.m. kan dock i en del fall skapa utrymmen för mer rationella maskininsatser med tillgänglig utrustning.

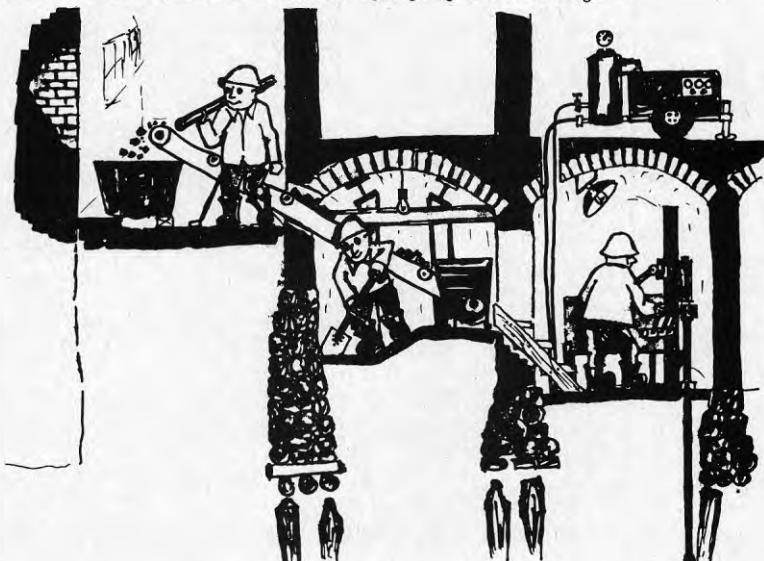


Fig 96. Trånga utrymmen ställer höga krav på utrustning och metodval

### 13.3 Frysning

En intressant tanke som under senare år framförts är att stabilisera fyllningsjorden genom långsiktig frysning, s.k. permafrost. I princip skulle detta innebära att fyllningen - frånsett partiet närmast under källarna - fryses fast med den underliggande grusåsen. Genom ett sådant förfarande skulle flera fördelar kunna vinnas såsom att hejda rörelser i fyllnadsmassor och byggnader, undanröja rådande olägenheter vid punktvisa grundförstärkningar, begränsa förmultningen etc. Det starkaste skälet till att metoden har diskuterats är dess möjligheter att förhindra de skadliga horisontalrörelser som förutsattes pågå i jord och byggnader och som skulle kunna få enorma konsekvenser för stora områden. Eftersom hittills utförda mätningar ej ger stöd för antaganden om pågående horisontalförskjutning i jorden samtidigt som eventuella sidorörelser i byggnader mer syns sammanhänga med ojämna sättningar i dessa är frysningensalternativet ej längre särskilt aktuellt.

Metoden med frysning av jord har tidigare endast använts under kort tid och i mindre skala, vanligen för att begränsa inläckning vid tunnelschakter och dammbyggnader. För att långsiktig frysning över huvud taget skall kunna diskuteras måste därför ett flertal problem utforskas och praktiska försök utföras. Dessutom tillkommer administrativa och ekonomiska svårigheter. Några problemställningar är:

- Om man väljer frysningensalternativet och genomför det kan man inte ångra sig efter en tid. Vid upptining, som successivt skulle pågå under många tiotal år, skulle så stora sättningar uppstå att bebyggelsen endast skulle kunna räddas till mycket höga kostnader. Den nu levande generationen skulle då i hög grad minska kommande generationers tekniska och ekonomiska valmöjligheter när det gäller att bevara Gamla Stan.
- Frysningen av jorden under husen måste rimligen avslutas någon meter under källargolvets nivå, varför huslasterna för flertalet ej grundförstärkta byggnader ändå måste nedföras till den frusna jordens överyta via någon form av korta pålar. Dessutom blir det nödvändigt med extra isolering av källarna.
- För frysningen måste ca 20 m långa frysrör monteras i ett sammanhängande rutnät med c/c-avstånd mellan rören av 1 å 2 m. Detta medför att merparten av rören måste nedföras i källarna, vilket medför stora praktiska problem, inte minst av administrativ art. Monteringen av frysrören måste i stor utsträckning föregås av förborrning med eller utan foderrörsdrivning, en konsekvens av den ställvis rikliga förekomsten av hindrande trävirke i fyllningen. Kostnaden härför blir mycket hög.

- De kylaggregat som erfordras för nedfrysningsprocessen måste ha mångdubbelt större kapacitet än underhållskylaggregaten. En etappvis nedfrysning blir därför nödvändig. I övergångszonerna mellan fryst och ofryst jord kan betydande problem med islinnbildning och sättningar uppstå där fyllnadsjorden är tjälaktiv. Tjälrörelserna kan bl.a. skada byggnader. Frysningen kan också ge islinser i den översta delen av fyllningen med åtföljande hävning hos och skador i byggnader och gränder. Om frysningen av någon orsak avbryts (energikris, strejk eller liknande) kan likaså stora och ojämna rörelser uppstå.
- Frysningen måste utföras i ett sammanhang - i varje fall inom större delytor - vilket kräver en styrning som blir utomordentligt svår att genomföra. Att övertyga fastighetsägare som redan grundförstärkt sina byggnader för dryga kostnader att frysning är nödvändig när mätningar visar att inga sidorörelser pågår skulle säkerligen inte bli någon lätt uppgift.

En mängd obesvarade frågor finns således i anslutning till frysningförslaget. Säkerligen finns såväl nack- som fördelar av sådan art att de först framträder sedan anläggningen varit i drift en tid. Det förefaller därför - speciellt sett mot bakgrund av horisontalrörelsernas ringa omfattning - hasardartat att använda metoden i Gamla Stan. Överslagsmässiga kostnadsuppskattningar antyder dessutom att besparingarna med frysning blir små om ens några jämfört med konventionella grundförstärkningsmetoder.

#### 13.4 Vatteninfiltration

En metod att förhindra - eller i varje fall begränsa - fortsatt förmultning av trägrunder över grundvattenytan är att lokalt på konstlad väg genom vatteninfiltration höja vattenytan. Metoden är relativt enkel och har med framgång prövats i några byggnader på malmarna. För att metoden skall fungera måste dock nedanstående förutsättningar vara uppfyllda.

- grundläggningsvirket måste ha tillräcklig kvarvarande bärförmåga
- pålarna måste även i övrigt ha tillräcklig bärighet (ej sjunka, ej tippa etc.)
- vattnet skall med rimlig åtgång kunna hållas över trägrunden
- bieffekter (översvämning, saltvittring m.m.) får ej uppstå.

Ovanstående förutsättningar är sällan uppfyllda i Gamla Stan, särskilt med hänsyn till att fyllningsjorden ofta har hög vattengenomsläpplighet och rötangreppen ofta är svåra. För några byggnader på skeppsbro sidan kan möjligen vatteninfiltration vara ett alternativ till grundförstärkning (se fig 93). Härvid måste noggranna förstudier utföras i kombination med praktiska försök.

### 13.5 Undergjutning

Etappvis undergjutning är en sedan länge använd metod att sänka en byggnads grundläggningsnivå till djupare och mer bärkraftiga jordlager. Metoden är skenbart enkel men trots detta finns exempel på misslyckanden. Normalt måste vissa sättningrörelser i byggnaden påräknas.

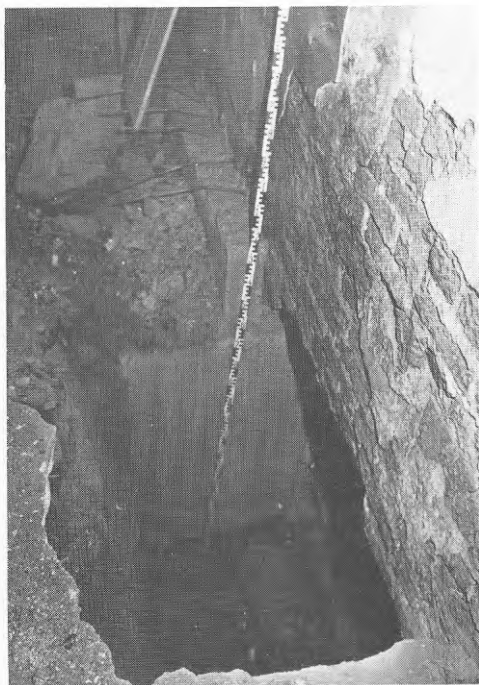


Fig 97. Undergjutning i kv Typhon nr 9.

Betongundergjutning utförd och schaktning för ny gjutetapp är klar.

En noggrann förprojektering krävs som klarlägger nivån för och bärkraften hos de jordlager till vilka lasterna skall föras ner. Under arbetets gång omfördelas belastningarna i byggnadens stomsystem till vilket hänsyn måste tas. Ofta krävs därför extra förstärkning av byggnadens grundmurar innan arbetet igångsätts.

Schakterna in under befintliga grundmurar måste kontrolleras ur stabilitetssynpunkt då ras kan medföra personskador. Schaktningen måste ibland delvis utföras under grundvattenytan, vilket ger extra problem med länshållning. Den erosion som härvid ofta uppstår kan ge oönskade effekter såsom underminering av grundmurarna, vilket kräver särskild uppmärksamhet.

Anliggningen mellan den nya betongplinten och befintlig grundmur måste vara god, vilket kräver speciell omsorg och särskilda metoder vid gjutningen.



Sammanfattningsvis kan etappvis undergjutning ge acceptabelt resultat där djupet till bärkraftig jord är litet, normalt högst ca 2 m. För Gamla Stans del innebär detta en smal zon nära den medeltida strandlinjen. Metoden är också tillämpbar för byggnader grundlagda i åsen där sättningssskador föranleder behov av grundförstärkning.

### 13.6 Kapning av träpålar och undergjutning

Kapning av träpålar och undergjutning (se fig 62) är också en skenbart enkel metod som har använts sedan lång tid tillbaka. Riskerna för misslyckanden är dock - speciellt i Gamla Stan - så stora att metoden endast i få undantagsfall kan utnyttjas och då efter särskild utredning och prövning.

Det främsta skälet till denna bedömning är att träpålarna under husgrunder i Gamla Stan är av mycket skiftande kvalitet även inom samma byggnad. Det är därför nästan omöjligt att i förväg avgöra om pålarna verkligen kan utnyttjas och förmår bära byggnadens vikt. Oklara förutsättningar i detta avseenden kan leda till stora merkostnader genom metodbyte och omprojektering under pågående arbete.

Det ställs således stora krav på provning av befintliga pålars bärförmåga. Stor hänsyn måste också tas till valet av ny avskärningsnivå, så att denna korresponderar med framtida förändringar i grundvattennivån och förstärkningens önskade livslängd. Förutom den negativa konsekvensen för den egna byggnaden kan en missbedömning i detta avseende medföra avsevärda restriktioner för framtida grundförstärkning av grannbyggnader.

### 13.7 Pålning

#### *Allmänt*

I de grundförstärkningssystem med förnyad pålning som på senare tid använts i Gamla Stan är pålarna utförda med skarvbara stål-element. Olika profiler som exempelvis rör, kryssprofiler eller massivstål har utnyttjats. Flera metoder för korrosionsskydd av stålet har använts.

De utnyttjade påltyperna kan grovt hänföras till två huvudgrupper; lätta slanka pålar och tunga styva pålar. Tillåtna laster för respektive grupp är 100-200 kN för de lätta och 300-1000 kN för de tunga. Angivna gränser är flytande och ger endast en grov indelning i två olika utvecklingsprinciper.

## 13.7.1 Pålelement och skarvar

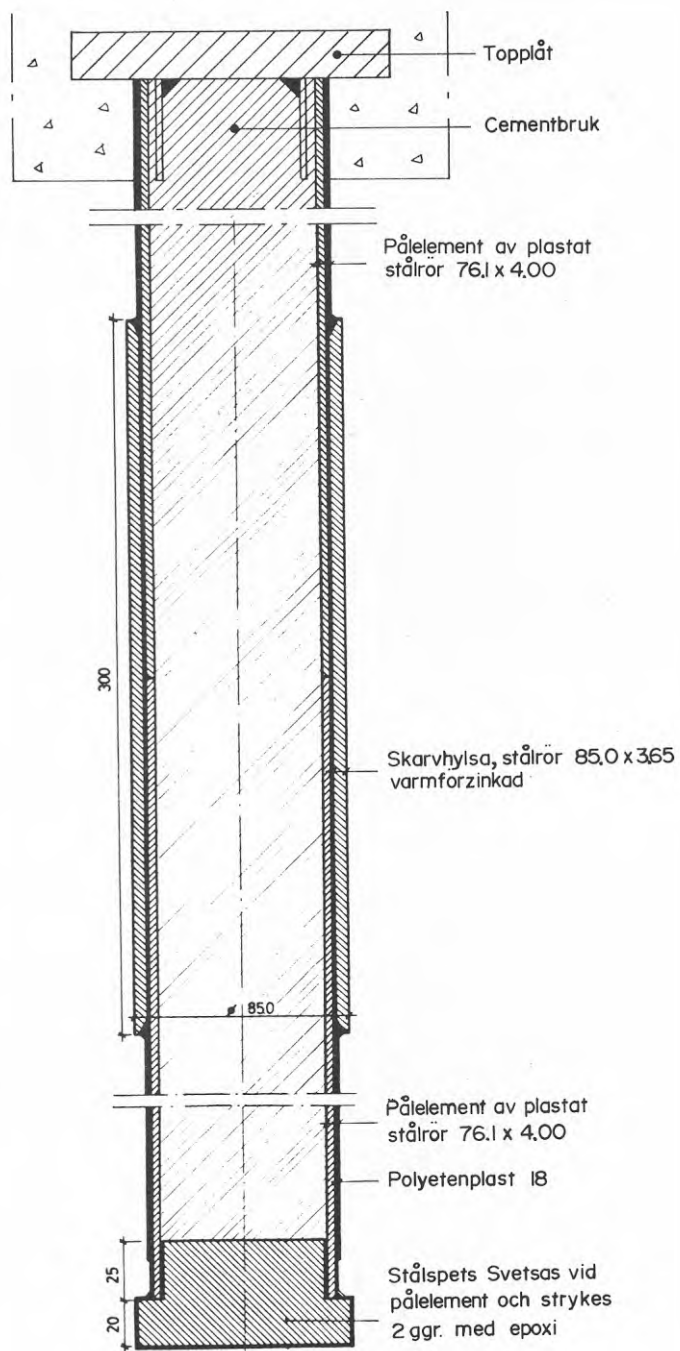


Fig 98. Stålplastpåle, en lätt rörpåle med in- och utvändigt korrosionsskydd.



Fig 99. Stålplastpålar vid balkände före gjutning.

#### *Lätta pålar*

De lätta pålarna har utvecklats i syfte att skapa ett på arbetsplatsen lätthanterligt pålningsssystem med minsta möjliga krav på lyfthjälpmiddel. Pålarnas låga vikt tillåter drivning och stoppslagning med lätta utrustningar, i vissa fall handhållna. Kostnadsanalyser visar att dessa lätta pålar är ekonomiskt konkurrenskraftiga vid flertalet förstärkningsobjekt i Gamla Stan.

De lätta pålelement som hittills utnyttjats är av rörtyp med en diameter mellan 60 och 100 mm. Rörprofilens fördelar är att stor böjstyvhet uppnås trots låg vikt och liten tvärsnitts- och mantelarea.

Rörpålarna skarvas med utvändiga skarvhylsor. Även andra skarvkonstruktioner är tänkbara, exempelvis bultskarvning av lätta kryssprofiler. Rörpålarna har fördelen att rakhetskontroll enkelt kan utföras och att pålarna efter slagning kan fyllas med cementbruk för invändigt korrosionsskydd.

Några pålar har typgodkänts av Planverket för högre normerad last än vad som tillåts enligt Svensk Byggnorm 1975.

Några påtagliga tekniska nackdelar med att använda många och lätta rörpålar vid grundförstärkning av tunga byggnader har ej påvisats. Möjligen kan den stora pållängdsvariationen som ofta blir följden av drivning i mäktiga åsgrusavlagringar ha vissa nackdelar. En annan fråga som diskuterats är pålarnas förmåga att uppta påhängskrafter (negativ mantelfriktion) genom sättningar i fyllnadsjorden, särskilt vid stor mäktighet hos denna och ytliga pålstopp i åsen (jfr nedan).

### *Tunga pålar*

För de tunga pålsystemen utnyttjas kryssprofiler, grova rör eller massivstål. Pålarna stoppslås i åsmaterialet eller förs i vissa fall ner till berg inuti förborrade foderrör. De tunga pålsystemen är utvecklade ur metoder som sedan länge använts vid nygrundläggning. Dessa pålsystem är således väl utprovade under lång tid. Slagning av tunga pålar utförs normalt i klass B eller C enligt SBN 1975. I de fall då pålarna trycks, förborras till berg, eller slås med vibrations- eller hydraulhammare saknas generella regler.

Skarvarnas utformning är naturligtvis av stor vikt. Kostnad och hanterlighet är viktiga faktorer då skarvarna är många. Vidare skall kraven på rakhet och momentstyvhet innehållas. Här förekommer ett antal olika typer som exempelvis bultförband, svetsade eller gängade skarvrör och svetsning på platsen.

Generellt sett når de tyngre pålarna längre ner i åsen än de lätta, tryckta pålar i vissa fall undantagna. De tyngre pålarna blir alltså längre, vilket naturligtvis ur ekonomisk synpunkt är till nackdel. Vissa tekniska fördelar med längre pålar finns där fyllningen är extremt tjock. För pålar som drivits till eller strax över bergnivån är risken för extra sättningar vid senare grundförstärkning av intilliggande hus mindre än om pålarna stoppat i åsens övre del. I sistnämnda fall finns även viss risk för framtida sättningar i grundförstärkta byggnader genom påhängskrafter orsakade av sättningar i fyllningen, en risk som minskar ju längre pålarna slås ned i åsen.

Ur sättningssynpunkt är självfallet bergburna pålar bäst. En kombination av pålar på berg och i åsgrus under samma byggnad är ur brukssynpunkt sämre än om alla pålar stoppat i åsen eftersom risken för ojämna sättningar är större i det förra fallet.

### 13.7.2 Slagning och neddrivning

#### *Tryckluftshammare*

Pålslagning med tryckluftshammare är en konventionell metod och detaljerade utföranderegler finns i SBN -75. Metodens fördel är att regler finns för stoppslagning och utförande. Om dessa följs uppstår normalt inga problem att få pålarna godkända av kontrollerande myndighet vad beträffar tillåtna laster.

För de lätta pålsystemen har specialregler tagits fram i samband med Planverkets typgodkännande. I dessa ingår anvisningar för de handhållna, snabbslående tryckluftshammare som används.

Vad beträffar de använda Stålpålar gällande typgodkännandet för stödpålar, dvs. pålar som i huvudsak är spetsbärande. Utförda provbelastningar visar dock - speciellt för pålar med stort nedslagningsdjup i åsen - att mantelbärigheten får stor betydelse för dessa pålar. Som framgår av avsnittet "Stålpålars bärighet" nedan måste därför vid val av tillåten pållast stor vikt läggas vid provbelastningarna.

En allmän olägenhet med tryckluftshammare är den höga bullernivån. För de tunga pålarna tillkommer olägenheten att mycket tunga utrustningar måste nyttjas vid stoppslagningen. Det har i de trånga källarna visat sig vara tidsödande att hantera dessa utrymmeskrävande och tunga utrustningar med en totalvikt av ca 1,2 ton. Några övriga direkta svårigheter har ej framkommit vid bruk av tryckluftshammare och störningar och vibrationer har utan särskilda åtgärder kunnat hållas på acceptabel nivå. Toleransnivån är självfallet beroende av pågående verksamheter i byggnaden.

#### *Hydraul- och vibrationshejare*

På grund av tryckluftshejarnas nackdelar har försök gjorts att driva pålarna med lättare och mer kompakta hydraul- och vibrationshejare och därefter utnyttja den tunga tryckluftshejaren enbart för stoppslagningen. Hydraulhejaren har utnyttjats i liten omfattning, men hittills gjorda erfarenheter tyder på att den är väl lämpad för uppgiften. Försök med vibrationshejare visar att neddrivningsförmågan är god, men försöken måste avbrytas då vibrationerna i angränsande byggnad översteg acceptabla värden. Huruvida detta problem var av lokal karaktär och eventuellt kan bemästras är ej utrett.

Gemensamt för hydraul- och vibrationshejarna är att regler saknas för utförande och stoppslagning. Skall dessa hejare kunna användas i någon betydande omfattning för stoppslagning måste anvisningar härför framtas.

#### *Tryckta pålar*

Att trycka ner pålar med hjälp av domkrafter och med huset som motvikt är en sedan länge känd och använd teknik. För att kunna använda denna metod i Gamla Stans ofta svårforcerade fyllning krävs förborrning eller - vid förekomst av hindrande trävirke - nedsättning av foderrör. Med hänsyn till pålarnas grova dimensioner är dock sistnämnda alternativ ej särskilt realistiskt.

Fördelen med tryckta pålar är, förutom att det är en tyst, vibrationsfri metod, att viss valfrihet vid pålarnas placering erhålls och att "probelastning" utförs av varje påle. Det är möjligt att trycka pålar under befintliga grundmurar, från uppbyggade nischer i befintliga grundmurar eller genom en hel, nygjuten betongplatta. Genomgående används befintlig byggnad som motställ. Generella föreskrifter för neddrivning och stopptryckning av pålarna saknas.

Metoden har tekniska nackdelar i synnerhet då den skall användas för drivning av tunga pålelement med förhållandevis stor tvärsnittsarea genom svårforcerad fyllning och vidare ner i friktionsjord (åsgrus). Försök har visat att mantelmotståndet kring pålen snabbt byggs upp och hindrar fortsatt neddrivning i åsen. Stopp mot hinder i fyllningen är dessutom ytterligare ett problem.

En annan nackdel är att skador lätt kan uppstå i den byggnad som grundförstärks, speciellt vid lätta byggnader och pulserande laster. Skador på grannbyggnader har också inträffat. Pålarna tränger undan en stor jordvolym vilket ger rörelser i jord och byggnader. Ett nyligen avslutat arbete i Gamla Stan, där SW-pålar tryckts genom fyllningen i förborrade hål och vidare ner i åsen, tyder



dock på att metoden vid användning av stålplålar bör kunna utnyttjas med tekniskt acceptabelt resultat där åsmaterialet är löst lagrat. Även tryckplålar av betong bör kunna användas där fyllningen är lätt att forcera.

#### Förborrade stålplålar till berg

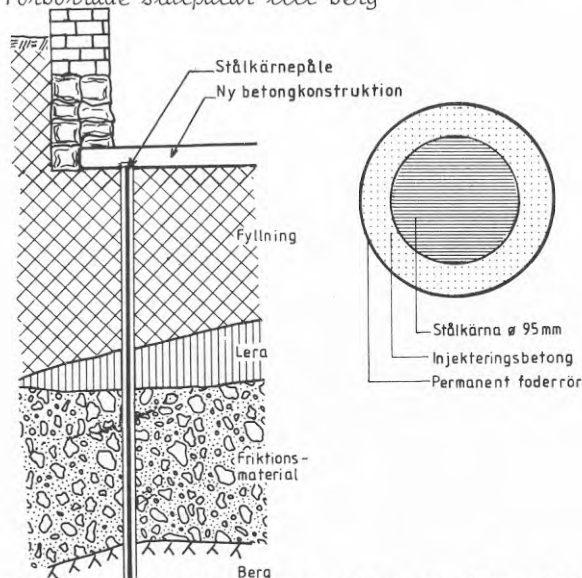


Fig 100. Foderrörborrad stålämnespelare på berg

En tekniskt högklassig metod är att montera pålarna i foderrör som borrats ner i berg. Denna metod är dyr, men ger i gengäld en lätt kontrollerbar grundförstärkning utan tekniska nackdelar. Metoden går i princip till på följande sätt. Sedan foderrören borrats ner ett stycke i berg och spolats rena från jordmaterial, monteras en bärande stål kärna i röret med en dimension anpassad till projekterad last. Den genom svetsning skarvade stål kärnans bärförmåga verifieras med enkel stoppslagning eller provbelastning, varefter den kringgöts med injekteringsbruk. Foderröret kvarlämnas som korrosionsskydd och knäckavstyvning.

Metoden kräver utrymme för en foderrörborrmaskin, vilket ger problem i de trånga källarvalven. Utveckling av speciella maskiner anpassade för borrning i trånga utrymmen pågår.

#### Förborrning genom fyllning

Det är av stor vikt att pålarna på ett kontrollerbart sätt tränger igenom befintliga fyllnadsmassor. Förborrning med olika typer av borrarutrustning har utförts. Det borrar tekniskt sett svåraste problemet är den mängd trävirke som ofta förekommer i fyllningen. Speciella borrarutrustningar har utvecklats för att klara av detta problem. Det är dock tidsödande att borra genom stockar och andra träkonstruktioner varför förborrningen är dyr.

De borrarutrustningar som används är i huvudsak foderrörsutrustningar av typ Odex, Lindö och JB samt augerborr utrustning. Foderrörsutrustningarna har i vissa fall framgångsrikt drivits med nyutvecklade hydraulmaskiner som på ett påtagligt sätt reducerat

bullernivån. När auger (jordskruv) utnyttjats vid förborrningen har bentonit använts för att förhindra att hålen rasar igen.

Förutom problem med borrning genom trävirke bidrar de korta skarvlängderna - i allmänhet 1 å 1,5 m - på ett avgörande sätt till att borrhingsarbetet blir tidsödande och kostsamt.

### 13.7.3 Stålpålars bärighet

För bedömning av bärförmåga och verknings sätt hos de stålpålar som nyligen använts vid grundförstärkningen i Gamla Stan har statiska provbelastningar utförts i fyra projekt, i ett fall på SW-pålar och i tre fall på Stålpålar. I de båda senaste utförda objekten (Cadmus 1 och Bacchus 6) utfördes även dynamiska mätningar under slagningen, s.k. stötvågs mätningar. Dessa mätningar jämte utvärdering utfördes av personal från Teknikum, Uppsala universitet. Statens Geotekniska Institut har sammanställt och analyserat samtliga mätningar i en rapport, bilaga 6.

De till berg forderrörsborrade stålpålarna behöver ej närmare diskuteras då dessa har god bärighet och nämnvärda sättningar ej behöver befaras. För andra pålar (Stålpålar, SW-pålar) som stoppat i grusåsen är bärighets- och sättningsförhållandena mer komplicerade.

Bärförmågan för en påle erhålls som summan av spetsbärigheten och mantelbärigheten (genom friktion längs pålens mantelyta). Fördelningen mellan spets- och mantelbärighet kan variera stort och påverkas främst av åsmaterialets fasthet och sammansättning samt nedslagningsdjupet i åsen. En teoretisk utvärdering av bärigheten på basis av konventionella geostatiska bärighetsformler är svår att utföra, eftersom någon säker metod för bestämning av friktionskoefficienten mellan jord och påle ej existerar. Långt större osäkerhet råder dock vad beträffar spetsbärigheten vilken kan variera inom vida gränser. Ofta sker en kraftig undervärdering av denna, främst beroende på att pålar som stoppat mot sten eller block får en förstord "spetsarea" vilket avsevärt ökar den verkliga bärförmågan.

De pålar som provbelastats är stoppslagna i grusåsen under högst ca 10 m fyllning. Nedslagningsdjupet för Stålpålar i de olika objekten har varierat stort från lägst 2 å 3 m till högst ca 20 m. Den stora variationen gäller även inom enskilda projekt. För SW-pålar i kv Pollux 1,2 pendlade nedträngningsdjupet i åsen normalt mellan 7 och 10 m med enstaka avvikelser.

Nedföringen av pålar genom fyllningen är - beroende av varierande förutsättningar till forcering - utförd med olika metoder utnyttjade var för sig eller i kombination såsom

- direkt slagning utan andra åtgärder
- slagning efter förborrning ("rymning" av borrhålet)
- slagning i kvarstående foderrör
- nedföring i borrhål stabiliserade med bentonit

Resultatet av provbelastningen skall endast i korthet beröras eftersom dessa beskrivs ingående i bilaga 6.

### Stålplastpålar

Statisk provbelastning har utförts av totalt ca 20 pålar varav hälften var nedslagna djupt i grusåsen (10 å 20 m). Oavsett nedslagningsdjupet i åsen kunde dock konstateras att pålarnas bärförmåga (kryplasten) normalt uppgick till minst 0,3 MN (30 ton), i enstaka fall till ca 0,2 MN. De testade pålarna kan således med god säkerhet bära projekterad last (0,14 MN).

Provbelastningarna visar att för pålar med stor längd i grusåsen, merparten av bärförmågan är uppbyggd av mantelfriktion medan spetsbärighetens andel ökar med avtagande neddrivningsdjup. Den mantelfriktion i åsmaterialet som kan tillgodoräknas uppgår till minst 50 kPa (5 t/m<sup>2</sup>) vilket ger en erforderlig längd (i åsen) av högst 10 m för att pållasten i sin helhet skall kunna uppbäras genom enbart mantelfriktion.

Den uppmätta "dynamiska spetsbärförmågan" var i medeltal ca 80 kN och den statiska spetskraften - för det fåtal fall kryplasten uppnåddes - 40 å 70 kN. Provbelastningar av pålar med kort längd i åsmaterialet har dock visat att spetsbärigheten uppenbarligen överstiger dessa värden, ett faktum som kan förklaras av ovan nämnda förstoring av verksam spetsarea vid stopp mot sten eller block i grovkornig friktionsjord. Fenomenet sammanhänger i stor utsträckning med bristande proportionalitet mellan pålens spetsarea och jordens kornstorlek vilket ger ett slags lastförhöjande "skalfaktor".

Deformationerna för de 10 provbelastade pålarna i kv Narcissus 4 var generellt sett små (2 å 4 mm vid brukslast) och överensstämde för de kortare pålarna i stort sett med beräknad elastisk deformation för spetsbärande pålar. De längre pålarna deformationerades mindre än den elastiska deformationen vilket är naturligt med hänsyn till att större delen av lasten för dessa pålar överförs via mantelytan.

### SW-pålar

Dessa tyngre pålar med avsevärt högre brukslast (0,47 MN) provbelastades till 0,75 å 0,8 MN, dock med vissa variationer i pålsjunkning vid slagningens upphörande. I de fall sjunkningen vid "stopp" var högst 100 mm/min uppgick bärigheten minst till provlasten. I ett fall var kryplasten svårtolkad men uppskattas till minst 0,5 MN. Genomgående konstaterades att mantelbärigheten var låg i förhållande till spetsbärigheten. För de 9-14 meter långa pålarna bedömdes mantelbärigheten uppgå till 0,10 å 0,15 MN, motsvarande en genomsnittlig mantelfriktion av 20-50 kPa i grusåsen. Pålarnas speciella geometriska form (X-form) och skarvarnas utformning (plattor med bultar) komplicerar dock tolkningen av hur lasten tas upp i pålarna. Det är dock troligt att spetsbärigheten är sammansatt av punktviss lastupptagning vid spetsen och i skarvarna i grusåsen. Även för dessa pålar visade provbelastningarna jämte även en teoretisk utvärdering med hjälp av pressometermätningar att den verkliga spetsbärförmågan ökats avsevärt, vilket kan förklaras genom att pålarna stoppat mot stenar eller block i åsmaterialet.

### *Synpunkter på val av tillåten pållast*

Med hänsyn enbart till resultaten från utförda statistiska provbelastningar torde de använda pålarna med säkerhet kunna uppta projekterade laster. Tillåten last valdes på basis av provbelastningar och stoppslagningvillkor på traditionellt vis utan analys av eventuella påhängskrafter orsakade av sättningar i fyllningen. Emellertid kan ifrågasättas om man inte vid framtida grundförstärkningar bör beakta sådana krafter (s.k. negativ mantelfriktion/kohesion) särskilt vid stor tjocklek hos fyllningen.

Vid pålgrundläggning i Stockholmstrakten bortses normalt härifrån utan att några kända fall av misslyckanden inträffat. Detta gäller även för pålar som drivits genom sättningsbenägen fyllning och som stoppslagits på normalt sätt i Brunkebergssäsen, dvs. vid likartade jordartsförhållanden som i Gamla Stan. Erfarenheterna baseras dock på tunga betongpålar som slagits med stor kraft ner i jorden och någon motsvarande erfarenhet finns ej för stålpålar. En viss försiktighet vid val av tillåten pållast för sådana pålar rekommenderas därför, särskilt där fyllningen har sådan mäktighet att påhängskrafterna spelar någon avgörande roll. Vid fyllning understigande 5 å 10 m synes normalt ingen inskränkning av tillåtna laster behövas medan vid fyllningstjocklek av 10 m eller däröver lägre tillåten last bör väljas. Detta gäller speciellt för "lätta" påltyper vilka är känsligare för påhängskrafter än högbelastade tunga pålar.

Den negativa mantelfriktionen kan även minskas genom att pålarna monteras i öppna foderrör, vilka ju ändå ofta erfordras på grund av hinder i fyllningen. Detta förfaringsätt minskar även friktionen längs mantelytan under nedslagningen. Risken för knäckning måste dock beaktas om foderrören har avsevärt större diameter än pålarna.

Den tillåtna pållasten beror bland annat på hur långt pålarna tränger ned i åsen och mot vilket material de stoppar. Nedträngningsdjupet i grusåsen sammanhänger med om foderrörsbörning utförts genom fyllningen, med hejarens neddrivningsförmåga och med jordens egenskaper. En möjlighet att öka nedträngningsdjupet i åsen och härmed skapa bättre garantier för god bärighet är att utveckla hejare som ger större spetskraft.

Försök att utvärdera stålpålarnas bärighet med konventionella geostatiska beräkningsmetoder visar att en sådan teoretisk beräkning kraftigt undervärderar pålarnas bärförmåga. Tills vidare bör därför provbelastningar utgöra "nyckeln" till bestämning av tillåten pållast. Hittills utförda provbelastningar har dock i vissa avseenden varit behäftade med brister och påkommissionens anvisningar och råd har inte alltid följts. Större krav på noggrannhet vid utförandet bör därför ställas på framtida provbelastningar.

Val av tillåten pållast, med hänsyn till nedföringsdjup och stoppslagningsskriterier, bör baseras på provbelastningar och en analys av påhängskrafternas inverkan (se bil. 6). Provbekastningarna bör utföras i relativt stor omfattning, speciellt för lätta pålar. Såväl korta som långa pålar bör provbelastas.



Genom att provbelasta pålar med varierande nedslagningsdjup i åsen kan bättre kunskaper om hur lasten fördelas mellan spets- och mantelyta erhållas. En möjlighet att försöka analysera dessa båda komponenter är att testa en påle med lös spets av trycksondtyp.

Försök har även utförts att på dynamisk väg klarlägga pålens "dynamiska bärförmåga" (se bilaga 6). Den dynamiska spetsbärligheten kan dock inte översättas till statisk bärförmåga vilket flera av de utförda provbelastningarna klart visar. De dynamiska mätningarna har dessutom begränsad omfattning, i något fall med osäker tolkning av resultatet genom att mätutrustningen skadats under påslagningen. Svårigheterna att översätta dynamiska krafter till statiska framgår av H. Bredenberg's utredning, BFR-rapport R26:1980 "Sättningsdämpning i pålar", som bland annat behandlar sådana frågeställningar. I rapporten sägs "Några generellt giltiga rekommendationer beträffande samband mellan dynamisk och statisk brottslast och bärförmåga är dock svåra att ge utan förbehåll av vida felmarginaler. Bedömning av bärförmågan för pålar bör därför i princip aldrig ske annat än med beaktande av aktuella förutsättningar från fall till fall".

#### 13.7.4 Korrosion

Bedömning av korrosionsrisken är en ur kostnadssynpunkt intressant fråga när stålplålar används vid grundförstärkning. Någon allmänt accepterad och säker metod att mäta korrosionsrisken och omsätta uppmätta värden till avrostning per tidsenhet finns ej. Detta faktum har medfört att korrosionsskyddet har blivit en förhandlingsfråga mellan projektör, entreprenör och granskande myndigheter. Detta förhållande är ej bra. I dagsläget förekommer en mängd olika typer av korrosionsskydd:

- rostmån (viss avrostning inkalkylerad)
- målning med olika typer av epoxi
- galvanisering
- förplastade pålar
- kringgjutning

Samtliga typer har det gemensamt att utförandet och funktionen ej kan kontrolleras sedan pålen slagits.

Utförda mätningar med korrosionssond i fyllningsjorden i Gamla Stan visar stor spridning i resultaten - särskilt på östra sidan - ett förhållande som med tanke på fyllningens sammansättning ej är anmärkningsvärt. Jordens pH-värde pendlar normalt mellan 6 och 8, dvs. avviker endast obetydligt från neutral lösning. I något fall har mätningarna visat att jordens korrosivitet är hög (mer än 0,05 mm/år) vilket föranlett särskilda åtgärder vid grundförstärkning med stålplålar.

I den närmaste framtiden kommer sannolikt en mängd grundförstärkningar att utföras med stålplålar. Det vore därför önskvärt att försöka utarbeta en mera övergripande lösning av korrosionsproblematiken. En lösning i större skala och som även möjliggör funktionskontroll är katodiskt skydd. I princip fungerar denna



metod på så sätt att den korrosionsström som flyter från pålarna under korrosionsprocessen hejdas genom att sända en elektrisk ström i motsatt riktning. När denna skyddsström blir av samma storlek som korrosionsströmmen avstannar korrosionen.

Speciellt utformade anoder (strömutmatande elektroder) nedsätts i jorden och ansluts via en likriktare till det elektriska nätet. Från likriktaren flyter skyddsströmmen via anoderna ut i jorden och in i pålarna som blir katodiska varigenom korrosionen motverkas. Pålarna förbinds elektriskt med varandra, t.ex. med armeringsjärn. Det är en klar fördel om pålarna är försedda med någon form av ytbeläggning vilket minskar anläggningens strömförbrukning.

Metoden har under ca 20 år med gott resultat använts för korrosionsskydd av kablar, ledningar och cisterner i mark. Erfarenheter från stålpålsgrunder är dock begränsade, framför allt i sådan känslig miljö och stor omfattning som i Gamla Stan. Det vore därför intressant att studera funktionen och praktiska frågeställningar genom att utföra en pilotanläggning, t.ex. med stöd från BFR eller STU. En viktig fråga är härvid om risk för sekundäreffekter föreligger, dvs. om befintliga kablar och ledningar kan bli utsatta för s.k. läckströmskorrosion och hur dessa i så fall skall skyddas.

En annan intressant frågeställning är om skyddet för flera byggnader kan samordnas, t.ex. genom anslutning till gemensam likriktare.

I avvaktan på definitivt ställningstagande i dessa frågor kan vissa enkla förberedelser utföras vid kommande grundförstärkningar, t.ex. elektrisk sammankoppling av pålarna. Om det framdeles skulle bli önskvärt med ett förbättrat korrosionsskydd kan man då relativt enkelt sätta ett katodiskt skydd i funktion. I så fall bör några extra pålar nedsättas, vilka dras upp efter viss tid för kontroll av korrosionen.

#### *Sammanfattande synpunkter*

I bilaga 5 redovisas samtliga utförda undersökningar i Gamla Stan samt en generell sammanställning av vunna erfarenheter i korrosionsfrågor vad avser stålpålar. Rapporten behandlar dessutom lämpliga undersökningsmetoder och beskriver kortfattat metoden med katodiskt skydd av stålpålar. Här följer en kort sammanfattning av rapporten.

Vid bedömning av korrosionsrisk skall man skilja på konstruktioner som exponeras i naturligt lagrad jord (ostörd jord) och konstruktioner i omörd jord (fyllning). För pålar i naturligt lagrad jord är korrosionen normalt liten (mindre än 0,05 mm/år) medan korrosionen i fyllningsjord ofta är avsevärt högre. Det är dock mycket svårt att på basis av förundersökningar bedöma en jords korrosivitet. Särskild risk för korrosionsangrepp föreligger i utfylld jord omkring grundvattennivån, där s.k. luftningsceller kan bildas.

De två viktigaste faktorerna vid bedömning av korrosionsrisken i jord är jordens resistivitet och pH-värdet. Med jordresistivitet menas jordens specifika motstånd mot att leda elektrisk ström. Ju lägre resistiviteten är desto lättare flyter korrosionsström-

men och korrosionshastigheten ökar. När jorden är torr är resistiviteten vanligen mycket hög. Den sjunker vid avtagande vattenkvot och når ett undre gränsvärde när jorden är vattenmättad.

Vad gäller jordens pH-värde är korrosionsrisken normalt större i sura jordar än i neutrala och basiska jordar ( $\text{pH} \geq 7$ ). Något entydigt samband mellan jordens pH-värde och korrosivitet finns dock ej.

Olika uppfattningar finns om hur korrosionsrisken skall bedömas. Ur indelningssynpunkt anges normalt att korrosionsrisken karakteriseras som låg eller normal om korrosionshastigheten är lägre än ca 0,05 mm/år.

De svenska normerna ger för närvarande ingen vägledning hur korrosionsrisken skall bedömas. Korrosionsinstitutet har dock lämnat förslag till anvisningar för hur de båda parametrarna resistivitet och pH skall mätas. Någon rekommendation hur dessa värden skall utnyttjas vid praktisk dimensionering av stålkonstruktioner i jord finns dock ej.

Den mäktiga fyllningsjorden i Gamla Stan, ofta med innehåll av organiskt material, kan lokalt innebära hög korrosionsrisk för stålplåtar vilket praktiskt motiverar att korrosionsundersökningar utförs. En insitu-metod som såväl praktiskt som teoretiskt bedömts vara lämplig är en av Geonor utvecklad korrosionssond med vilken jordens resistivitet och depolarisation mäts. Sistnämnda faktor kan sägas utgöra ett mått på jordens elektrolyt och erhålls genom att dividera den för jorden aktuella polspänningen med den polspänning som erhålls i syrerikt saltvatten.

På basis av jordresistivitet och depolarisation görs för varje mätnivå en bedömning av korrosionsrisken indelad i fem olika korrosionsklasser. Det finns dock inget generellt samband mellan mätvärden och korrosionshastighet. Mätningarna får mera ses som en grov indikation på om korrosionsrisken är hög eller låg.

### 13.8 Lastöverföring

#### *Pålar under bärande väggar*

Den traditionella pålplaceringen är under befintliga bärande väggar. Denna placering kan av utrymmesskäl endast användas vid tryckta pålar. De uppenbara nackdelarna med trånga, djupa schakter, rasrisk, tunga lyft m.m. har medfört att en modifierad teknik utvecklats. En kontinuerlig tryckfördelningsbalk av betong "fälls in" i befintliga grundmurar varefter pålarna trycks från uppbyggda nischer under balken. Denna metod kan av utrymmesskäl endast utnyttjas för tryckta pålar och för lätta slagpa pålar. En ofta avgörande nackdel med dessa metoder är att förekomsten av hindrande träpålar och rustbäddar helt naturligt är störst under grundmurarna.

### *Balksystem*

Balksystem med "skräddarsydd" anpassning till enskilda förstärkningsobjekt kan utföras med stål- eller betongbalkar. Denna lastöverföringsprincip ger en relativt fri pålplacering, men för att konsolmomenten och därmed balkdimensionerna skall bli måttliga krävs att pålarna placeras så nära befintliga väggar som möjligt. Detta problem är stort i Gamla Stans ofta valvformade källarutrymmen. Väggarnas förmåga att brygga över mellan balkarnas infästningspunkter är dessutom en ytterligare restriktion som dock kan bemästras genom injektering.

En tänkbar möjlighet vore att placera vissa pålar utanför yttergrundmurarna och gjuta lastöverförande balkar genom murarna. Erforderliga schaktarbeten i gatumark är dock praktiskt svårgenomförbara. I vissa fall kan gårdsmarken utnyttjas.

### *Hel betongplatta*

Denna metod är tekniskt tilltalande då den medger friare pålplacering än övriga metoder och dessutom på ett enklare sätt förmår föra över lasterna från byggnaden till pålarna. De hela betongplattorna får dock av statiska skäl ofta ansenlig tjocklek med en stor mängd armering. Den höga egenvikten hos plattan "stjälar" last från pålarna. En fördel är dock att en högklassig, sättningsfri golvkonstruktion erhålls samtidigt med grundförstärkningen. En annan fördel är att styvheten hos en betongplatta är större än i ett balksystem varför plattan har bättre förmåga att uppta och utjämna eventuella ojämna sättningsrörelser som i vissa fall kan befaras vid "åsburna" pålar.

### *Förstärkning av byggnader*

Rasrisk, planerad omfördelning av laster m.m. gör att befintliga byggnadsstommar ofta måste förstärkas före och ibland även under grundförstärkningsarbetet. För detta ändamål utnyttjas flera olika metoder såsom dragband, stöttor, injektering m.m.

Förutsättningarna är sådana att improvisationer ofta måste tillgripas. Det är därför önskvärt med ett nära samarbete mellan konstruktör och entreprenör. Det finns i denna arbetsfas sannolikt stora möjligheter till kostnadsbesparingar genom att på ett mer flexibelt sätt anpassa temporära och permanenta förstärkningar till entreprenörens behov av utrymme och rationellt maskinutnyttjande.

### *Håltagning för lastöverföring*

En mängd håltagningar måste utföras för infästning av balkar, betongkonsoler m.m. Dessa håltagningar har utförts dels med bilning, dels med diamantborrning. Bilning är vanligast men har miljömessiga nackdelar såsom starkt buller och dammutveckling och medför dessutom ofta oönskade förstoringar av hålen. Diamantborrning är en tekniskt elegant lösning men är dyrare än bilning. Någon tekniskt-ekonomiskt helt lyckad lösning har ännu ej tagits fram.

### 13.9 Övriga metoder

#### *Grävpålar*

De nyligen utkomna grävpåleanvisningarna, med bl.a. en mer realistisk värdering av bärförmågan i jord, kan komma att öka användningen av plintar och grävpålar även för grundförstärkningar. Ett fåtal grundförstärkningar har utförts med grävpålar, däribland Logårdsflyglarna på Stockholms slott. De i allmänhet trånga källarna i Gamla Stan försvårar dock användning av grävpålar.

#### *Rotpålar*

Rotpålen är en slank, platsgjuten påle som till väsentlig del är mantelbärande. Den borrhningsteknik som används medger att pålarna kan installeras i fyllningsjord med pålningshinder. Metoden har i stor utsträckning använts i Tyskland för olika typer av byggnader men har i Sverige endast utnyttjats vid grundförstärkning av Sundsvalls stadshus.

Det är inte osannolikt att vissa grundförstärkningar i Gamla Stan kan vara lämpliga att utföra med denna teknik. Ett problem är dock risken för att pålen blir avsnörd vid gjutningen genom att lös jord pressas in i betongen. En mycket noggrann kontroll är därför nödvändig. Inom områden med mäktiga lager med lös fyllning kan gjutningen därför behöva utföras inom foderrör.

#### *Borrade injekterade stålpålar*

I kv Uttern på Norrmalm i Stockholm pågår försök att reducera pållängden för stålpålar genom att pålen injekteras fast i lämplig bärkraftig jord. Om försöken slår väl ut kan detta bli ett alternativ till grundförstärkning där grusåsen har stor mäktighet, vilket normalt är fallet i Gamla Stan. För att garantera ett gott resultat förutsätts dock bl a att jordens kornfördelning på injekteringsnivån är känd och uppfyller vissa villkor. Vid mycket grovkornig jord finns exempelvis ej förutsättningar för att bygga upp den injekterade "jordklump" som erfordras för att garantera pålens bärighet. Således krävs tämligen goda kunskaper om ämnet materialets sammansättning såväl i sid- som i djupled. Detta i sin tur kräver omfattande provtagning ner i grusåsen, en uppgift som kan vara nog så svår.

Någon nu långtgående kostnadsanalys av metoden har av naturliga skäl ej utförts. Överslagsmässiga bedömningar talar dock för att metoden blir kostsam.

## 14 GRUNDFÖRSTÄRKNINGSKOSTNADER

14.1 Allmänt

Kostnaderna för grundförstärkning av byggnader i Gamla Stan påverkas av ett flertal i förväg svårbedömda faktorer. De gamla, ofta svårt sättningsskadade byggnaderna, ställer projektörer och entreprenörer inför speciella problem. Konstruktören måste ofta arbeta med utgångspunkt från bristfälliga eller ibland i helt avsäknad av konstruktions- och grundläggningsritningar vilket försvårar utformning och dimensionering av erforderliga lastöverförande konstruktioner, val av pålningsmetod etc. Entreprenören å sin sida råkar ofta ut för obehagliga överraskningar i form av pålningshinder i fyllningen, stora variationer i grundmurarnas uppbyggnad och sammanhållning, hindrande rustbäddar, oförutsedd sprickbildning vid håltagningar och pålningsarbete m.m. Dessutom är det oftast trångt i källarvalv och gränder vilket ställer stora krav på planeringen. Andra, för kostnaderna viktiga, faktorer är begränsade upplagsplatser och transportmöjligheter samt hänsyn till skador på grannfastigheter.

Trots noggranna förstudier och en väl genomtänkt förstärkningsmetodik är det svårt att bedöma kostnaden för en planerad grundförstärkning. Detta beror i stor utsträckning på svårigheten att i förväg bedöma mängden av och tidsåtgången för de olika arbetsmomenten, av vilka flera kräver stor manuell insats. De kan därför bli avsevärt dyrare än beräknat. En annan svårbedömd faktor av betydelse ur kostnadssynpunkt är pålarnas nedträngningsdjup i grusåsen.

14.2 Några projekt

Kostnaderna för grundförstärkning av fem projekt utförda under åren 1978-80 har följts upp och redovisats i separata rapporter (se referenser). Skillnaden i byggnadernas utseende samt varierande grundförstärkningsmetodik gör att det är svårt att göra direkta jämförelser av kostnaderna. För att belysa kostnadsnivån vid grundförstärkning i Gamla Stan presenteras dock kostnaderna i sammanfattande form i nedanstående tabell.

Tabell över grundförstärkningskostnader (prisnivå 1979-07-01).

Objekt	Vånings antal	Lägenhets- yta (ly) m <sup>2</sup>	Påltyp	Kostnad tkr	Kr/m <sup>2</sup> ly
Kv Pollux 1,2	5	980	SW	3150	3210
Kv Marsyas 10	5	700(480*)	SW	1600	2290(3330*)
Kv Narcissus 4	5	950(680*)	stålplast	1480	1560(2180*)
Kv Cadmus 1	5	1300	stålplast	3200	2450
Kv Atomena (låghusdelen källarlös)	3	1000	stålkärna	4840	4840

\* Endast grundförstärkt del



### 14.3 Schablonkostnader

#### *En överslagsmetod för beräkning av grundförstärkningskostnader*

Det är av intresse att veta vad grundförstärkningarna kostar i Gamla Stan såväl för enskilda objekt som totalt sett. En detaljkalkyl för varje hus vore i och för sig önskvärd men arbetet härmed skulle bli mycket omfattande och dessutom ej meningsfull, eftersom underlag härför saknas för de flesta husen. För att möjliggöra en totalkalkyl har därför en kostnadsschablon uppställts för grundförstärkning med de stålplåtar som använts under senare år (jfr BFR-rapport R96:1979). Vad gäller metoden att grundförstärka genom undergjutning har schablonkostnader tidigare framtagits (se referens), varvid bl.a. projekt från Gamla Stan använts som underlag.

Nedanstående kostnader för pålförstärkning är från grundläggningsteknisk synpunkt baserade på ett stomsystem med bärande betongbalkar införda under grundmurarna med 2 å 3 m inbördes avstånd. Balkarna gjuts på stålplåtpålar slagna i grupper och med erforderligt antal beräknade för en brukslast av 0,14 MN/påle. Anledningen till detta val är att metoden för närvarande är billigast och på så vis ger en undre kostnadsnivå för detta slags arbete. Detta innebär ej ett definitivt ställningstagande till metodvalet. Framtida grundförstärkningar i Gamla Stan bör alltid föregås av individuell projektering, där metodval görs efter en teknisk-ekonomisk optimering.

Som ekonomisk bakgrund till schablonkostnaderna ligger en uppföljning och efterkalkyl från grundförstärkningsarbetena inom Narcissus 4 (1978) och Cadmus 1 (1979). Kostnaderna innehåller samtliga entreprenadkostnader och dessutom byggherrekostnader för projektering och administration samt mervärdeskatt. Däremot ingår ej kostnader för evakuering av lokaler, räntekostnader eller kostnader för lagning av sättningssprickor etc. Kostnaderna anges i kronor/m<sup>2</sup> byggnadsyta (kr/m<sup>2</sup> by) i prisnivå 1979-07-01.

## A. Grundförstärkning med stålplastpålar

Arbetsmoment och schablonkostnader	Byggnadens höjd		
	Underbyggd och/eller överbyggd gård	2-3 våningshus med källare	4-6 våningshus med källare
1. Fast kostnad kr/m <sup>2</sup> by	3.500	4.465	4.810
2. Rörlig kostnad kr/m <sup>2</sup> by x pålmeter	50	75	140
3. Tillägg för ev förccering av pålningshinder			
.1 Förborrning			
.11 Fast kostnad kr/m <sup>2</sup> by	20	20	20
.12 Rörlig kostnad kr/m <sup>2</sup> by x m borrdjup (< 8 m)	60	85	160
.2 Foderrörsborrning			
.21 Fast kostnad kr/m <sup>2</sup> by	120	160	280
.22 Rörlig kostnad kr/m <sup>2</sup> by x m borrdjup (gäller intill 6 m)	120	180	335
.23 Rörlig kostnad kr/m <sup>2</sup> by x m borrdjup (gäller 6-12 m)	175	265	490
4. <u>Tillägg/avdrag</u> för objektstorlek			
Byggnadsyta m <sup>2</sup>	Ändring av fast kostnad (pkt A1 ovan)		
0 - 50	+ 40 tkr		
50 - 100	+ 12,5 % eller + 30 tkr (högsta kostnad väljs)		
100 - 300	+ 0 %		
300 - 600	- 10 %		
600 - 1000	- 15 %		

### B. Undergjutning till fast botten

För undergjutning av grundmurarna till mer bärkraftiga jordlager (åsgrus) är följande schablonkostnader framtagna. Det förutsätts att undergjutningen kan ske i torrhet, dvs. utan nämnvärd pumpning av grundvatten.

Undergjutningens höjd i meter	kr/m <sup>2</sup> by
0,5	1245
1,0	1600
1,5	1960
2,0	2310

#### Kommentarer till schablonkostnader

##### A 1 - A 3

I angivna kostnader har hänsyn tagits till olika hushöjder/husviker genom att ingående pålantal varierats.

##### A 1

I kostnaden tas hänsyn till att sekundärkonstruktioner (balkar inkl schakt) får något mindre omfattning vid den lägsta hushöjden.

##### A 2

Kostnaden skall adderas till A 1.

##### A 3

Forcering av pålningshinder (huvudsakligen friskt trävirke i fyllningen) är ofta en betydande men svårbedömd kostnad. Förborring (A 3.1) är ett enklare alternativ, som används vid liten och relativt ytlig förekomst av hinder, medan foderrörsborring (A 3.2) är ett avancerat och kostnadskrävande arbete.

Kostnaderna för posterna A 3.11 och A 3.12 respektive A 3.21, A 3.22 och ev. A3.23 summeras.

##### A 4

Den fasta kostnadsandelen A 1 för pålningen förutsätter att storleken av byggnadsytan ligger mellan 100 och 300 m<sup>2</sup>. För mindre eller större objekt har därför vissa korrektionsfaktorer framräknats.

### *Osäkerhetsfaktorer vid användning av schablonmetoden*

I kostnadsschablonerna finns självfallet flera osäkerhetsfaktorer. Nedan följer en uppräknig av och kommentarer till några av dessa.

- Byggnad som endast delvis behöver grundförstärkas

För många byggnader erfordras endast partiell grundförstärkning men underlag för en mer noggrann gränsdragning saknas i de flesta fall. Detta kan medföra ganska stora osäkerheter i kostnadsbedömningen för enskilda byggnader. Förhållandet är mycket vanligt för byggnader närmast långgatorna.

- Gräns mellan pålning och undergjutning

Denna gräns är i många fall svår att bestämma i brist på detaljundersökningar och kan därför i varierande grad påverka kostnadskalkylen för enskilda fastigheter.

- Forcering av pålningshinder i fyllningen

För att klarlägga behovet av för- eller foderrörsborrning krävs omfattande provpålningar eller provborrningar - undersökningar som normalt ej finns utförda. I utredningen har tillgängliga uppgifter utnyttjats såsom existerande borresultat och provgroppgrävningar samt uppgifter om tidigare byggnadsverk, befästningar o dyl. Där information saknas har normalt antagits att foderrörsborrning ej behöver tillgripas eller att sådan endast krävs i ringa omfattning. Denna delkostnad har ofta stor inverkan på totalkostnaden.

- Byggnadsstommens uppbyggnad och kondition

Eventuella stabilitetsproblem i byggnadsstommar av sådan omfattning att de påverkar grundförstärkningsteknik och kostnader har endast kunnat beaktas i undantagsfall där problemen är välkända eller av annan anledning uppenbara.

### *Exempel på kostnadsberäkning enligt schablonmetoden*

I nedanstående exempel åskådliggörs metodens tillämpning för en byggnad med 4 våningar, en källarvåning och en byggnadsyta av 500 m<sup>2</sup>. Hälften skall grundförstärkas med i genomsnitt 10 m långa pålar och den andra hälften med 1 m hög undergjutning. Utan hänsyn till eventuell erforderlig förborrning erhålls:

<u>Pålning</u>		tkr
fast kostnad, 4810 x 250		1202
rörlig kostnad, 140 x 250 x 10		<u>350</u>
		1552

<u>Udbergjutning</u>		
fast kostnad, 1600 x 250		<u>400</u>
	Summa	<u>1952</u>

Om förborrning till i genomsnitt 5 m djup behövs för hela den pålade arean ökar kostnaden med

fast kostnad, 20 x 250		5
rörlig kostnad, 160 x 250 x 5		<u>200</u>
		205

Om alternativt 7 m foderrörborrning behövs för hela den pålade arean ökar kostnaden med

fast kostnad, 280 x 250		70
rörlig kostnad, 335 x 250 x 6 + 490 x 250 x 1		<u>625</u>
		695

Av exemplet framgår att

- Udbergjutning är betydligt billigare än pålning
- Förborrning är jämförelsevis billig (kostnadsökning ca 10 % i detta fall)
- Foderrörborrning är mycket dyrt och påverkar totalkostnaden på ett avgörande sätt (kostnadsökning ca 35 % i detta fall)
- En ökning eller minskning av uppskattad pållängd med 5 m (större fel torde ej förekomma) ger i exemplet en kostnads-skillnad av ± 175 tkr, dvs en relativt måttlig avvikelse.

#### *Schablonkostnadernas giltighet*

Schablonkostnaderna synes i stora drag spegla kostnadsnivån för de typer av grundförstärkningar som kan bli aktuella förutsatt att "åsburna" pålar utnyttjas. Förutom ovan yttre kostnadspåverkande osäkerhetsfaktorer finns dock även andra större eller mindre osäkerheter. Sålunda kan kostnaderna möjligen vara något för höga beroende på att de härstammar från ett fåtal objekt där nya metoder använts. Dessutom kan teknisk utveckling (speciellt vad gäller borrning genom trävirke) ge lägre kostnadsnivå. Å andra sidan kan ökade tekniska eller arbetsmiljömässiga krav höja kostnaderna.

För enskilda objekt kan stora avvikelser uppkomma. I syfte att begränsa risken för obehagliga ekonomiska överraskningar bör därför en grundförstärkning fortsättningsvis föregås av;

- en adekvat geoteknisk detaljundersökning (klarläggande av grundläggningssätt, pålningshinder, jordlagerföljd m.m.) samt
- en väl genomtänkt detaljprojektering (stommens konstruktion, metodval, beständighetskrav, hänsyn till grannbebyggelsen)



#### 14.4 Totala kostnader

För samtliga byggnader som bedömts ha behov av grundförstärkning på kortare eller längre sikt har den totala kostnaden beräknats med hjälp av den uppställda schablonen. Kostnadernas ungefärliga fördelning i tiden efter bedömd angelägenhetsgrad framgår av följande sammanställning.

Snarast behov av grundförstärkning	21,5 Mkr	
Övriga byggnader inom 10 år	117,5 Mkr	
Totalt behov inom 10 år		139 Mkr
Behov av grundförstärkning inom 30 år		60 Mkr
Behov av grundförstärkning inom 60 år eller längre		17 Mkr
Total beräknad kostnad för grundförstärkningar		216 Mkr

Under den första 10-årsperioden är kapitalbehovet således ca 14 Mkr/år och under de därefter följande åren högst ca 3 Mkr/år. Med hänsyn till att byggnaderna blir alltmer förstörda kan det årliga behovet bli något större den närmaste tiden.

De fastighetsvis beräknade grundförstärkningskostnaderna framgår av fig 101 och 102. Av störst intresse ur jämförande synpunkt är kostnaderna per m<sup>2</sup> lägenhetsyta. Dessa varierar avsevärt inom olika fastigheter. En starkt bidragande orsak härtill är att kostnaderna fördelats på fastigheternas totala lägenhetsyta oavsett om byggnaderna i enskilda fall har ett totalt eller endast partiellt grundförstärkningsbehov. Med denna beräkningsgrund blir den lägsta kostnaden för grundförstärkning ca 100 kr/m<sup>2</sup> ly och den högsta ca 3.800 kr/m<sup>2</sup> ly. Byggnaderna närmast "långgatorna" är i allmänhet billigare att grundförstärka än de som är belägna närmare vattnet. Medelvärde för grundförstärkningskostnader blir ca 1.680 kr/m<sup>2</sup> ly. Om endast fastigheter som behöver grundförstärkas i sin helhet medräknas ökar medelkostnaden till ca 2.200 kr/m<sup>2</sup> ly.

Ägare och grundförstärkningsbehov	Standard			
	Omoderna tkr	Halvmoderna tkr	Moderna tkr	Summa tkr
<u>Stat</u>				
Grundförstärkning inom 10 år	14.470			14.470
Grundförstärkning inom 30 år eller längre			8.475	8.475
Totalt för statliga fastigheter				22.945
<u>Kommun</u>				
Grundförstärkning inom 10 år	9.465	275	8.130	17.870
<u>Landsting</u>				
Grundförstärkning inom 10 år			3.240	3.240
<u>Privat ägo</u>				
Grundförstärkning inom 10 år	19.750	19.340	64.030	103.120
Grundförstärkning inom 30 år eller längre	10.475	4.550	54.085	69.110
Totalt för privatägda fastigheter				172.230
Totalt	54.160	24.165	137.960	216.285

Tabell över grundförstärkningskostnader uppdelade efter angelägenhetsgrad, ägoförhållanden och modernitetsgrad.

I något fall är byggnaden redan tidigare delvis grundförstärkt, varför kostnaden per m<sup>2</sup> byggnadsyta för tillkommande grundförstärkning är låg. För t.ex. kv Pollux 1,2, grundförstärkt år 1978 med SW-pålar, lämnades ett hörn, mot Pollux 13 oförstärkt (svåråtkomligt, sättningsutjämnande "buffert"). I sådana fall ger fig 102 en skev bild av kostnaderna men figuren har kompletterats med omfattning och tidpunkt för tidigare grundförstärkningar.

Utöver kostnader för själva grundförstärkningen uppkommer även följd-kostnader för evakuering av källare, sprick- och stomlagning, skador på grannfastigheter m.m. Många byggnader som behöver grundförstärkas behöver även övrig upprustning.

#### 14.5 Kostnadssynpunkter

De i allmänhet höga grundförstärkningskostnaderna i Gamla Stan beror, som ovan nämnts, på de exceptionellt svåra betingelser som oftast råder. En viktig förutsättning för att arbetet skall flyta smidigt, utan onödiga ändringar och forceringar och därigenom begränsa kostnaderna, är en väl utförd projektering. En utförlig detaljerad geoteknisk utredning minskar dessutom risken för obehagliga överraskningar. Sådana utredningar kan dock i vissa fall bli oproportionerligt dyra för små objekt. Detta gäller särskilt då provtagning och sondering behöver utföras med hjälp av tung utrustning (foderrörsborrning). De i samband med denna utredning utförda översiktliga geotekniska utredningarna bör därför utnyttjas vid detaljprojektering av enskilda förstärkningsprojekt vilket minskar behovet av kompletteringar.

Upphandling av grundförstärkningar bör ske med beaktande av de speciella förutsättningar som råder för varje enskilt objekt. Eftersom sådana arbeten kräver specialkunskap bör den upphandlas separat och inte i totalentreprenad omfattande såväl upprustning som grundförstärkning.

Etableringskostnaden blir oproportionerligt hög för små projekt, vilket talar för en samordning av grundförstärkningen för flera fastigheter. Härigenom undviks även vissa problem som sammanhänger med skador på grannbyggnader, vilket återverkar på kostnaderna.

I de grundförstärkningar som följts upp har kostnaderna för grundundersökning, projektering, administration och etablering varit oproportionellt höga (ca 25 %). Dessa kostnader borde kunna reduceras avsevärt, i takt med vunna erfarenheter från nya metoder.

Vid senare grundförstärkningsprojekt har byggherre jämte konsult och entreprenör insett fördelen av att i ett inledande skede diskutera igenom grundförstärkningsproblematiken med kommunens expertis- och kontrollorgan. Tidiga och kontinuerliga myndighetskontakter minskar riskerna för plötsliga problem i arbetsskedet och erfarenheter kan dessutom utbytas.

Den i vissa fall höga kostnaden för korrosionsskydd av stålpålar (t.ex. SW-pålar) är påverkbar. Sannolikt är korrosionsskyddet överdimensionerat, speciellt för pålar med lågt utnyttjad last.

För den del av pålen som står i grusåsen behövs sannolikt inget skydd alls. Katodiskt skydd kan vara en väg att reducera kostnaden och bör därför prövas.

Överföringen av huslasten till pålarna via förtagningar i grundmurarna är kostnadskrävande och medför vid ovarsam håltagnings-teknik dessutom risk för stora sättningar. Förbättringar i detta avseende är därför önskvärda. Om pålarna ställs närmare grundmurarna, t.ex. genom utveckling av mindre utrymmeskrävande pålmaskiner, är det lättare att konstruktivt bemästra lastöverföringen eftersom momenten på konsolerna blir mindre.

Hultsjö och Stjerngren har i sina BFR-rapporter (se referenser) pekat på önskvärd utveckling och förbättringar som kan göras i såväl planeringsskedet som vid utförandet, bl.a. vad beträffar följande moment;

- hantering av schaktmassor
- bilning i grundmurar
- borrhning genom fyllning och trä
- skarvanordningar för SW-pålar
- hejarutrustning
- provbelastningar

Metodförbättringar i dessa avseenden kan i hög grad verka sänkande på kostnaderna.

I samband med upprustning har lägenhetsytan ofta kunnat ökas något (knappt 10 %) och källarlokalerna inretts varigenom fastighets-ekonomi förbättras. Den per m<sup>2</sup> lägenhetsyta utslagna kostnaden sjunker som följd härav.

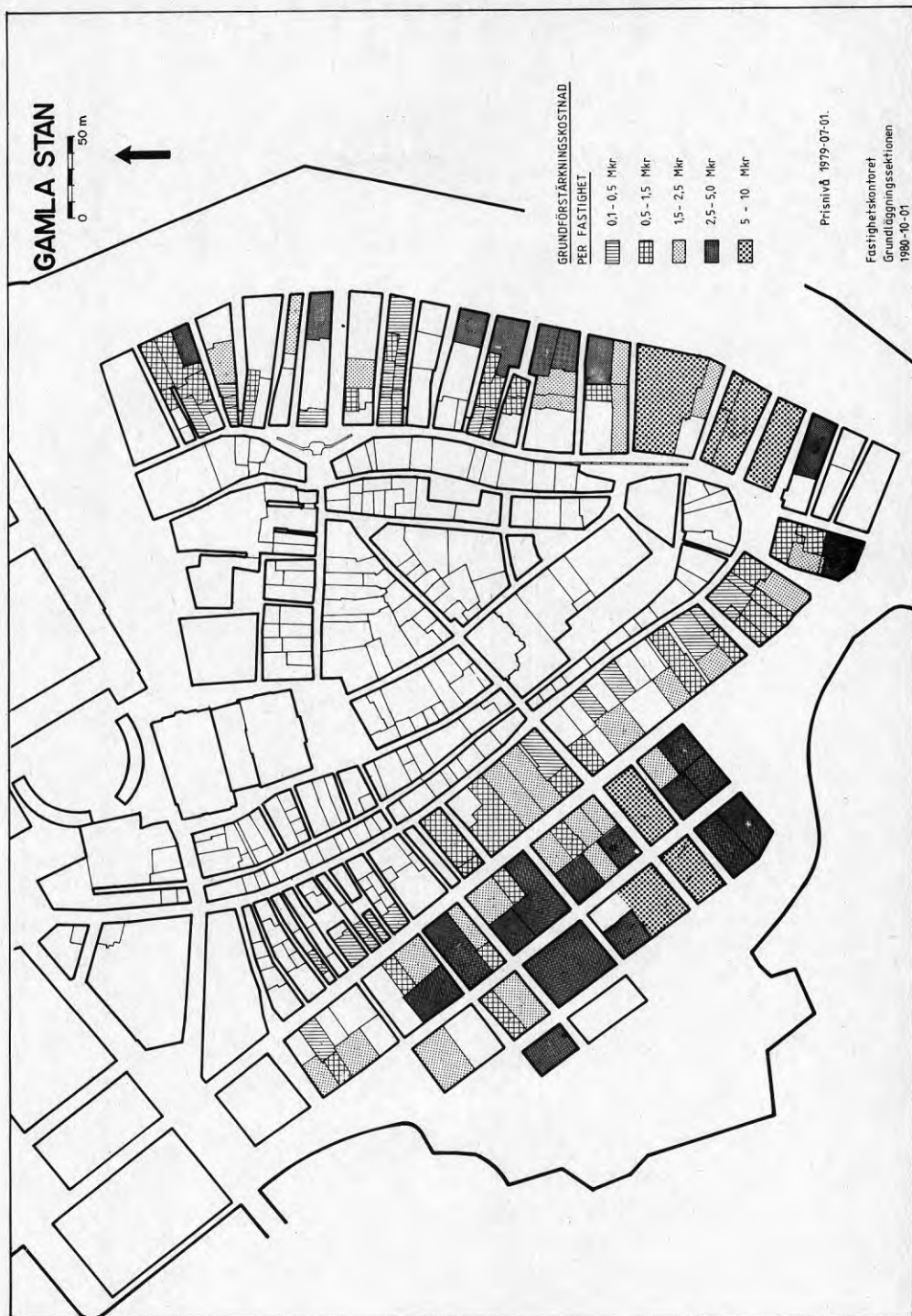


Fig 101. Grundförstärkningskostnader per fastighet enligt  
överslagskalkyl.



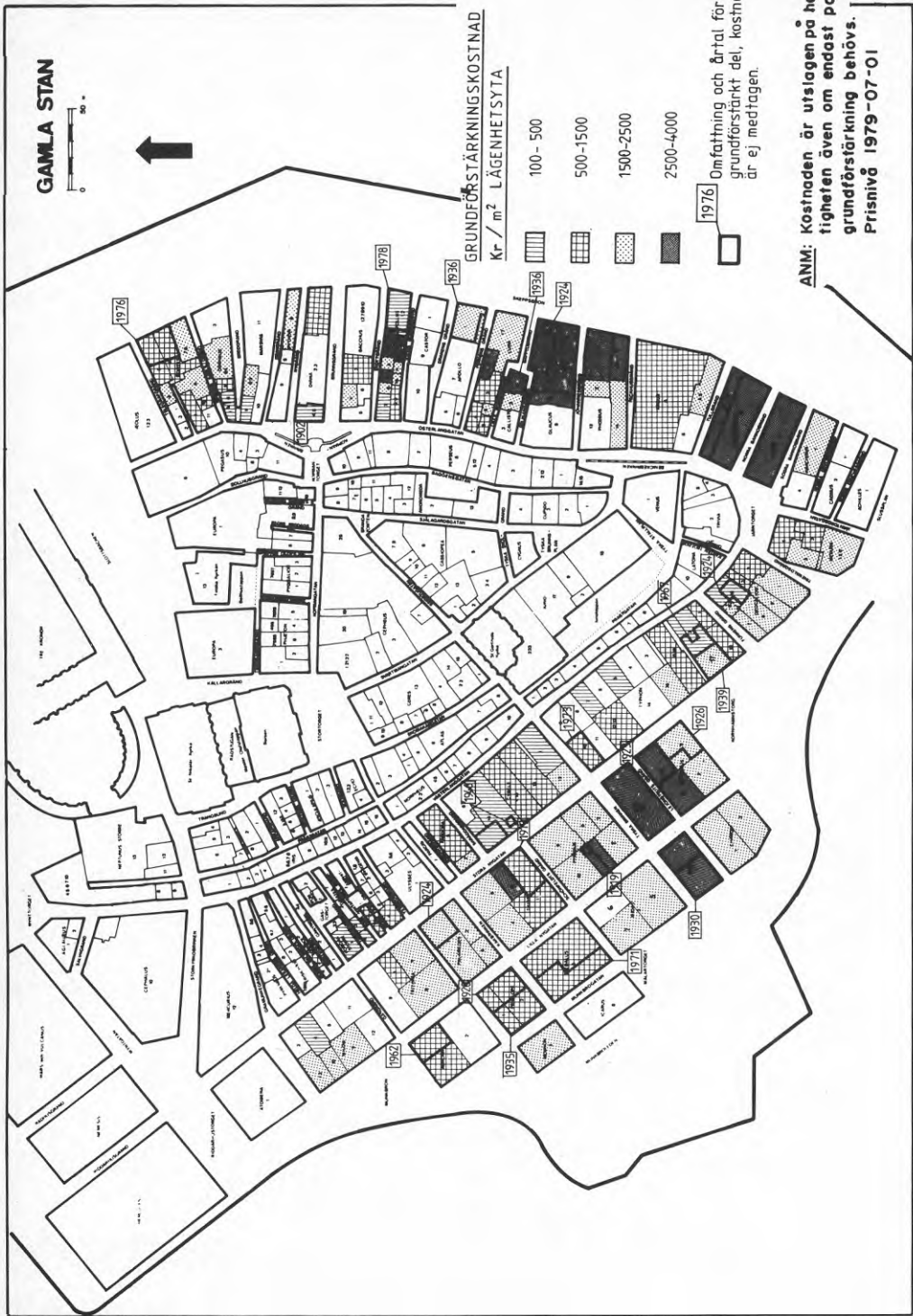


Fig 102. Grundförstärkningskostnader per m<sup>2</sup> lägenhetsyta.

## 15 FINANSIERING

De stödformer som finns är knutna till statliga bostadslån. Sådana utgår för ombyggnad av hus som inrymmer bostäder eller bostadskomplement såsom närhetsbutiker, barnstugor. För att bostadslån ska kunna utgå krävs att ombyggnaden medför en väsentlig ökning av bostadsvärdet. Sålunda utgår ej bostadslån och härtill knutna stödformer om det endast är fråga om att vidta grundförstärkning. Ej heller utgår bostadslån för vissa lokaler (t.ex. rena arbetsplatser).

De särskilda statliga stödformer som finns för upprustning av kulturhistoriskt värdefull bostadsbebyggelse är:

- bostadslån med förhöjt låneunderlag
- statligt tilläggs lån

Det statliga bostadslånet utgör för allmännyttiga företag 30 % av låneunderlaget och för enskilda fastighetsägare 22 %. Låneunderlaget för en normal ombyggnad är lika med ombyggnadskostnaden inklusive grundförstärkningskostnaden. Det får dock inte överstiga låneunderlaget för en motsvarande nybyggnad. Detta beräknas med hjälp av schabloner och godkänns av länsbostadsnämnden.

Om byggnaden har ett kulturhistoriskt värde kan ett förhöjt låneunderlag medges av regeringen. Detta får inte överstiga vad som kan förräntas inom bruksvärdeshyran. Det kulturhistoriska värdet skall styrkas av antikvarisk myndighet.

De statliga bostadslånen kompletterar de bottenlån som erhålls hos olika kreditinstitut.

För bostadslån och bottenlån inom låneunderlaget för bostäder erhålls räntebidrag. För lokaler som inräknas i låneunderlaget erläggs ränta enligt marknadsmässiga villkor. Sådant bottenlån utgör 70 % av låneunderlaget. För närvarande är den garanterade räntan 3,4 % första året. Räntebidraget avvecklas sedan successivt genom att den garanterade räntan höjs med 0,25 % per år. Räntan för bostads- och bottenlån utan beaktande av räntebidrag är f.n. (nov. 1980) 11,0 % respektive 12,7 %.

Utöver bostadslån beräknat på förhöjt låneunderlag kan tilläggs lån beviljas av regeringen om byggnaden har så stort kulturhistoriskt värde att den enligt riksantikvarien kan förklaras som byggnadsminne, vilket torde gälla flertalet byggnader i Gamla Stan. Detta lån skall finansiera kostnader som ej kan täckas av bruksvärdeshyran. Tilläggs lånet är ränte- och amorteringsfritt under 10 år. Därefter provas en eventuell återbetalning med hänsyn till läget på hyresmarknaden.

Det statliga stödet beräknat som summan av förhöjt låneunderlag och tilläggs lån ska säkra finansieringen inom 140 % av låneunderlaget för en motsvarande nybyggnad. Det vill säga 140 % av den kostnad som normalt ligger till grund för statlig belåning av nyproducerade hus.

Fördelningen på tilläggs lån och förhöjt låneunderlag bestäms med ledning av vad som går att förränta inom bruksvärdeshyran. För

ombyggnadskostnader mellan 140 % och 200 % av nybyggnadslåneunderlaget utgår tilläggs lån som täcker 3/4 av finansieringsbehovet. Till kostnad över 200 % bidrar staten i regel ej. I undantagsfall, om synnerliga skäl föreligger, kan dock ett större statligt stöd medges. Finansieringsbehov som ej täcks av bottenlån, bostadslån och tilläggs lån utgör egen insats.

Sammanfattningsvis sträcker sig statens engagemang i regel till 185 % av låneunderlaget för motsvarande nybyggnad om ombyggnadskostnaden överstiger 200 %. Om fastighetsägaren kan göra skatteavdrag för reparation och underhåll kan dock statens engagemang begränsas något.

För byggnad som erhåller tilläggs lån skall skyddsföreskrifter utarbetas.

De statliga stödformerna omfattar sålunda endast en del av byggnader med grundförstärkningsbehov. Bland annat av denna anledning pågår en utredning om finansieringsfrågan inom fastighetskontoret.

## 16 GENOMFÖRANDE AV GRUNDFÖRSTÄRKNINGAR

16.1 Allmänt*Grundförstärkningsstakten måste ökas*

De pågående stora och ojämna sättningarna i många byggnader orsakar skador som gör det angeläget att grundförstärkningar sker i snabb takt i Gamla Stan. I vissa fall har skadorna nått sådan storlek att lokal rasrisk föreligger. Den gräns, när byggnader så att säga "river sig själva", uppnås snart i en del byggnader.

I avvaktan på att vissa tekniska frågor kring lämplig grundförstärkningsmetodik skulle lösas har under 1970-talet flera nödvändiga grundförstärkningar skjutits på framtiden. De tekniska frågorna är dock nu lösta i sådan omfattning att rimliga skäl till ytterligare dröjsmål ej finns.

*Sanering av byggnader med grundförstärkningsbehov bör prioriteras*

I avvaktan på resultatet från denna utredning har kommunen prioriterat upprustningen av Gamla Stan till den del av bebyggelsen som är grundlagd på grusåsen innanför långgatorna. Nu kan även upprustning av byggnader med grundförstärkningsbehov prioriteras. Hög prioritet bör väljas för dessa. De kommunala åtgärderna som följer härav återspeglas i "paketbesked", saneringsråd, bostadsbyggnadsprogram m.m.

*Kulturhistoriska inventeringar bör göras.*

Stadsmuseets kulturhistoriska beskrivningar är värdefulla vid studium av grundförstärkningsfrågor. Dessa ingår i de "paketbesked" som utarbetas för byggnader som skall upprustas. Även för moderniserade byggnader med grundförstärkningsbehov där sådana paketbesked ej utarbetas bör kulturhistoriska beskrivningar snarast utföras.

*Samordning av grundförstärkningar är fördelaktig*

Påslagning ner i grusåsen innebär att jorden packas, vilket medför risk för att befintliga pålar under grannhus sjunker. Detta förhållande, samt att byggnader i samma kvarter normalt hänger ihop eller stöttar varandra, medför att kvartersvis samordning av grundförstärkningar är fördelaktig. Detta gäller särskilt för små grundförstärkningsprojekt. Vid intilliggande hus med stor tidsskillnad mellan bedömt grundförstärkningsbehov föreligger ej samma fördel av en samordning. Det är dock fördelaktigt att grundförstärkningarna utförs så nära i tiden som möjligt.

*Fastighetsägarnas medverkan är nödvändig*

Denna utredning är upplagd så att fastighetsägarna skall kunna erhålla information i grundförstärkningsfrågor. Fastighetsägarnas första åtgärd bör vara att genomföra en överslagsmässig ekonomisk kalkyl. Härigenom klarläggs de preliminära förutsättningarna för genomförandet.

För att genomföra ett grundförstärkningsprojekt krävs normalt kompletterande geotekniska utredningar. I vissa byggnader erfordras endast partiell grundförstärkning varvid noggrann utredning av omfattningen är viktig. Ett bra och förhållandevis billigt hjälpmedel härför är sättningsavvägningar. De sättningsavvägningar kommunen utför är av översiktlig natur och kan behöva kompletteras av fastighetsägaren, speciellt med invändiga mätningar. För att avvägningarna skall kunna ge säkra besked bör de pågå under minst 2 år.

I samband med utförande av grundförstärkningar uppkommer ofta tekniska och ekonomisk diskussioner med fastighetsägare i grannhus om inträffade skador. Det är då en fördel om sättningsavvägningar av grannhusen finns utförda även några år före grundförstärkningen. Sättningar som skett oberoende av grundförstärkningsarbetena kan då avföras från diskussionerna.

## 16.2 Grundförstärkningsplan

### 16.2.1 Förutsättningar

Det vore önskvärt att alla byggnader i Gamla Stan med grundförstärkningsbehov snarast möjligt blev åtgärdade. Härigenom skulle pågående skador minimeras, vilket avsevärt minskar kostnaderna för reparation av sättningssskador. När skadorna och lutningarna blir stora måste dessutom ofta extraordinära ingrepp utföras, t.ex. stomförstärkningar, omläggning av golv, riktning av fönster och dörrar etc. Kulturhistoriskt värdefulla detaljer kan behöva bytas ut eller döljas med nytt material.

Av ekonomiska och praktiska skäl måste man prioritera grundförstärkningarna. En naturlig och tungt vägande ordningsföljd är härvid det genom sättningar och skador bedömda grundförstärkningsbehovet som ger följande angelägenhetsordning.

- akut behov av grundförstärkning samt byggnader som kan orsaka sidorrörelser
- på kort sikt behov av grundförstärkning
- på sikt behov av grundförstärkning
- på lång sikt behov av grundförstärkning

Det finns dock även andra faktorer som påverkar angelägenheten. Nedan följer en genomgång av de mest betydande.

#### *Standard*

Grundförstärkning bör utföras före upprustning. Motiv finns därför att tidigarelägga grundförstärkning av hus med omodern och halvmodern standard.

#### *Ekonomi*

I de fall grundförstärkningar ur ekonomisk synpunkt är enkla att genomföra (låg grundförstärkningskostnad och/eller tillräckliga finansieringsmöjligheter) bör dessa tidigareläggas.



### *Samordning*

Behov av samordning gör det angeläget att tidigarelägga vissa grundförstärkningar. Fullständig kännedom om behovet av samordning finns dock ej av naturliga skäl.

### *Ågoförhållanden*

Det allmänna (stat och kommun) bör ta sitt ansvar för bevarande av Gamla Stan och föregå med gott exempel genom att grundförstärka sina byggnader. Så har även skett för kommunens del som nyligen grundförstärkt tre fastigheter, kv Narcissus 4, Marsyas 10 och Cadmus 1. Att döma av bostadsbyggnadsprogrammet kommer denna utveckling att fortsätta. För perioden 1980-82 är upptagna för upprustning och grundförstärkning fastigheterna Medusa 3 och 4, Iason 1 samt Milon 1,2 och 4. För kommunens del återstår sedan endast grundförstärkning av de moderniserade fastigheterna Memnon, Daedalus och Typhon 7. Staten har nyligen grundförstärkt läghusdelen av kv Atomena.

### *Stadsmiljömässigt värde*

Byggnader med bedömt högt värde för stadsmiljön bör i första hand räddas till eftervärlden. De högsta stadsmiljömässiga värdena finner man hos äldre byggnader som har fasader mot sjön samt även för vissa andra fasader. Även övriga äldre byggnader har högt stadsmiljömässigt värde. Emellertid påverkas stadsmiljön först när byggnader behöver rivras eller om sättningskadorna blir mycket svåra. Indirekt tar faktorn grundförstärkningsbehov hänsyn till det sista om förutsättningen för prioriteringen nedan är att inga byggnader rivs. Därför behöver vid prioritering inte så stor vikt tas till stadsmiljömässiga värdeskillnader även om detta trots allt tillsammans med de faktorer som ovan nämnts ökar angelägenhetsgraden.

### *Kulturhistoriskt värde*

Genom de fortlöpande sättningarna riskeras kulturhistoriska värden alltmer. Fönsterbågar, dörrar, golv, tak m.m. deformeras och måste justeras eller bytas ut. Även murverk som allvarligt skadas måste till vissa delar ersättas.

Samtliga byggnader har klassats vara av samma värde som byggnadsminne. Detta innebär att vid prioritering av grundförstärkningsbehov förutsätts att alla byggnader skall bevaras. (Förutsätter man att vissa byggnader rivs måste prioritering ske efter andra utgångspunkter där kulturhistoriska värdeskillnader ges hög vikt.) Trots att alla byggnader skall bevaras finns skäl att prioritera vissa byggnader med särskilt kulturhistoriskt värde och där allvarliga skador förväntas till följd av sättningar. Detta är dock inte möjligt, eftersom en kulturhistorisk inventering ej föreligger för byggnaderna. En sådan är omfattande och tidskrävande men är angelägen att göra. När resultaten härav föreligger bör prioriteringen av grundförstärkningsbehovet ses över.

## 16.2.2 Förslag

I den mån kunskaper om ovan nämnda faktorer funnits har dessa sammanvägts till en prioritering av grundförstärkningarnas tidsmässiga angelägenhetsgrad. Bedömningarna har redovisats på en genomförandeplan (fig 103) med prioriteringsindelning i fyra klasser där klass 1 är den mest angelägna.

*Kostnadsuppdelning efter prioriteringsklasser*

Kostnaden för grundförstärkning har ovan i avsnitt 14.4 uppdelats efter enbart grundförstärkningsbehovets angelägenhet, i huvudsak baserad på inträffade skador. En analog uppdelning efter prioritetssklasserna enligt genomförandeplanen ger följande resultat.

Prioritets- klass	Kostnad i Mkr vid standard			Delsummor Mkr
	omodern	halvmodern	modern	
1	17	4	10	31
2	23	9	26	58
3	7	8	44	59
4	7	3	58	68

Total summa 216 Mkr

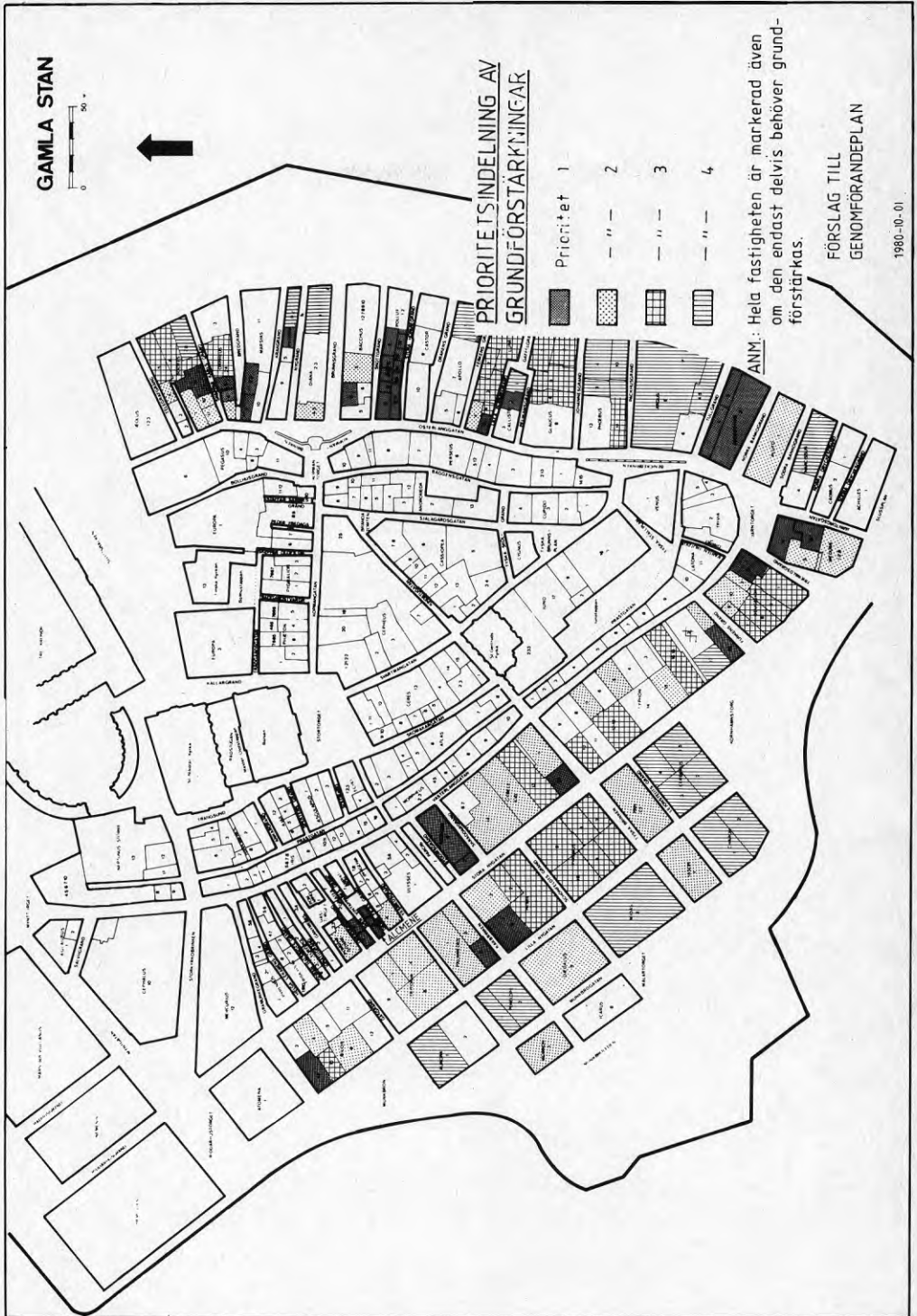
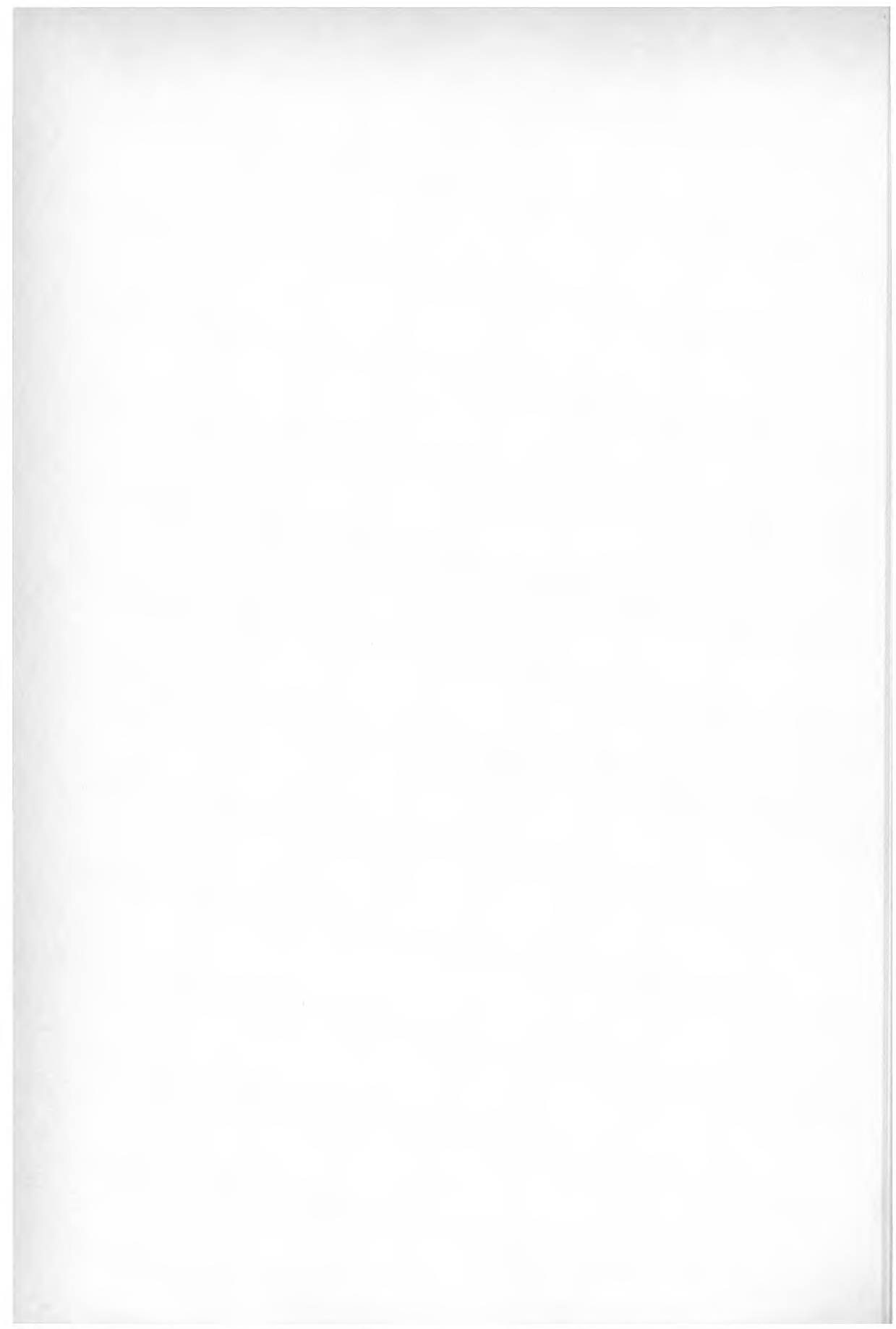


Fig 103. Förslag till genomförandeplan för grundförstärkningar.



## 17 KOMPLETTERANDE SYNPKUNKTER

*Är Gamla Stan färdigundersökt?*

Syftet med denna utredning har kortfattat varit att

- kartlägga grundläggningsförhållandena
- mäta rörelser i jord och byggnader
- bedöma behovet av grundförstärkning
- utfinna lämplig grundförstärkningsteknik
- uppskatta kostnaderna för grundförstärkning
- ge underlag för studier av finansieringsfrågan

De omfattande jordarts- och grundläggningstekniska utredningar som utförts ger en översiktlig bild av grundläggningsförhållandena. Något påtagligt behov av ytterligare översiktliga geotekniska undersökningar syns därför ej föreligga. Självfallet finns vissa partier där ytterligare informationer är önskvärda. Detta gäller speciellt för övergångsområdet mot "fastmarken", t.ex. i nordväst där fyllningens tjocklek är begränsad och där grundläggningsförhållandena är osäkra. En mer noggrann kartering av dessa zoner kräver dock kostnadskrävande undersökningar av näst intill detaljerad karaktär. Därför bör ytterligare undersökningar ej ske förrän sättningsmätningar utförts under flera år.

Mätningarna av sidorörelser och sättningar är angeläget att fortsätta. Vad gäller mätningarna av sidorörelser bör helt naturligt mätningarna i byggnader prioriteras men även inklinometermätningarna bör fortsättas. Det mätprogram som pågår för byggnader utmed Skeppsbron är i första hand avsett som ett bevakningsprogram. Det kan dock även utnyttjas för att kontrollera om rörelserna avtar i takt med att byggnaderna grundförstärks och därigenom styrka teorin om sambandet mellan ojämna sättningar och sidorörelser.

Fortsatta sättningsmätningar är av stor betydelse när det gäller att bedöma om och när grundförstärkningar behöver utföras. Trots det rikliga mätprogram som för närvarande genomförs finns behov av ytterligare mätpunkter, speciellt i byggnader där säkrare uppgifter om sättningarnas variation önskas. Avvägningarna av grundförstärkta byggnader bör även fortsättas efter förstärkningen vilket har stor betydelse för resultatkontroll av dessa arbeten.

Myndigheternas kontroll av grundförstärkningarnas dimensionering och utförande är betydelsefull, bl.a. sett ur frågan om grundförstärkningarnas livslängd. Även om bra grundförstärkningsmetoder finns kan felaktig tillämpning ge dåliga resultat. För att kontrollen skall bli meningsfull kan i en del fall särskilda utredningar behövas av mer övergripande karaktär, utredningar som fastighetsägare sällan kan åläggas utföra. Självfallet behöver man inför varje grundförstärkningsföretag göra en detaljerad geoteknisk utredning, vilken fastighetsägarna själva förutsätts låta utföra. Resultaten av sådana framtida detaljundersökningar bör infogas i det systematiska material som nu byggs. På så sätt ökar de övergripande kunskaperna om jordarts- och grundläggningsförhållandena.



### *Grundförstärkningarnas problematik*

Någon grundförstärkningsteknik av övergripande slag finns ej varför konventionella metoder måste väljas. Det syns vara mest realistiskt att även i fortsättningen utnyttja och vidareutveckla under senare år utnyttjade metoder med skarvbara stålplåtar av olika slag. Vid valet av pålmetod måste ett flertal komponenter beaktas såsom bärighet, sättningar, korrosion, kostnader och livslängd. Valet mellan en å ena sidan under alla förhållanden helt sättningsfri byggnad och å andra sidan vad som kan uppfattas som en rimlig grundförstärkningskostnad leder i många fall till en kompromiss.

Frågan om grundförstärkningens livslängd är särskilt känslig eftersom byggnaderna har mycket stort kultur- och stadsmiljömässigt värde vilket i och för sig motiverar grundförstärkningar med större livslängd. En livslängd av ett halvsekel, är ur antikvarisk synpunkt otillräcklig, men för den enskilda fastighetsägaren oftast acceptabel. Det är därför en politisk och ekonomisk fråga om - och i så fall i vilken omfattning - grundförstärkningar med höga krav på sättningsfrihet (t.ex. bergburna stålkärnepålar) och god beständighet skall väljas. Kunskaper om nuvarande grundförstärkningsmetoders livslängd finns ej och "facit" lär föreligga först efter åtskilliga decennier. Så länge kan man givetvis ej vänta med att utföra grundförstärkningar varför metodvalet får ske med utgångspunkt från geoteknikers och entreprenörers kunskaper och erfarenheter, dvs. i princip som i alla andra grundläggningssammanhang.

En intressant jämförelse mellan förhållandena före och efter grundförstärkningarna kan göras. Trots en ur dagens synpunkt sett bristfällig grundläggningsteknik har byggnaderna fungerat i flera sekler. Visserligen har sättningarna i vissa byggnader gett svårartade sättningssskador men detta gäller främst vid blandad grundläggning på åsgrus och fyllning. Det finns goda skäl att tro att dagens grundförstärkningsteknik är överlägsen grundläggningstekniken på 1600- och 1700-talet. Det syns därför troligt att nu utnyttjade pålssystem får hög livslängd. Även om smärre sättningar inträffar bedöms risken för att dessa skall bli av oacceptabel storlek vara liten.

Livslängden för grundförstärkningarna hänger inte alltid ihop med metodvalet utan beror också på hur metoderna tillämpas. Belysande härför är de fall när man vid grundförstärkning antingen kapat träpålarna för högt eller inte kontrollerat att pålarna från början slagits tillräckligt djupt och därmed hade otillräcklig bärighet. I andra fall har man inte nöjaktigt bestämt fyllningens tjocklek utan nöjt sig med nedpressade betongplåtar som stoppat i fyllningen. Det är således av stor betydelse att lämplig grundförstärkningsmetod väljs för varje objekt och att metoden tillämpas rätt.

Livslängden för grundförstärkningarna hänger intimt ihop med byggnaderna i övrigt. En inte helt sättningsfri metod kan i vissa byggnader vara tillfyllest men i andra mer känsliga byggnader bli förödande. Jorden, pålarna, lastöverföringen och byggnaden bildar en enhet som skall harmoniera.

### *Grundförstärkning bör föregå övrig upprustning*

Tidigare har många upprustningar utförts utan samtidig grundförstärkning, ett förhållande som för byggnader med pågående stora och ojämna sättningar lett till förnyade skador på kort tid. Detta kan delvis förklaras av bristande kännedom om att upprustningarna snabbt förstörs av sättningar, men även av att lämpliga grundförstärkningsmetoder saknats. Kortsiktiga fastighetsekonomiska överväganden har ofta fått styra valet. Genom att upprustningen skett utan grundförstärkning har man - vad gäller de statliga stöden i bostadslånesammanhang - i en hel del fall missat "tåget" eftersom statliga bostadslån ej utgår för byggnader som enbart grundförstärks. Ett ganska orimligt förhållande som borde ändras. Numera torde statliga bostadslån ej utgå i samband med upprustning om inte nödig grundförstärkning sker - en utveckling som bedöms vara riktig.

Det finns således starka skäl till att vid upprustning av nedgångna byggnader överväga om och när grundförstärkning behöver utföras. I praktiken blir det ofta så att det är meningslöst att upprusta en byggnad om denna inte först grundförstärks. För byggnader med grundförstärkningsbehov på längre sikt är dock förutsättningarna i detta avseende mindre självklara. I vissa fall kan det t.o.m. vara lämpligt att upprusta utan föregående grundförstärkning. Detta kan gälla när behovet av grundförstärkning är osäkert och ligger mer än 30 år fram i tiden.

### *Kostnad*

Den totala grundförstärkningskostnaden är i dagens penningvärde beräknad till drygt 200 Mkr. Utslaget på flera decennier är denna kostnad tämligen blygsam och bör ej avskräcka från att rädda Gamla Stan.

### *Remissynpunkter*

Som framgår av kapitel 2 har under utredningens gång samråd skett med olika expertis i landet (geotekniker, entreprenörer, byggherrar, konstruktörer, byggnadsinspektörer, arkitekter, antikvarier, lånespecialister). Utredningsrapporten har vidare överlämnats till ett antal personer för synpunkter före slutredigering. Inkomna svar har med ett undantag (se nedan) i stort sett varit av konstruktiv och positiv art. Frågan om stälplårens bärighet, dvs. val av tillåten last, har varit föremål för ingående diskussioner och överväganden. Detta har lett till preliminära riktlinjer för hur den tillåtna lasten skall bestämmas (bil 6 och kap 12). Fortfarande råder dock delade meningar i denna fråga i så motto att AB Grundförstärkningar efterlyser praktiska regler för hur påhängskrafterna skall mätas eller bedömas i de heterogena fyllnadsmassorna.

Statens Geotekniska Institut (SGI) anser att inverkan av negativ mantelfriktion skall beaktas oavsett påltyp. Man anser vidare att enbart tyvgodkännandebevis och resultat av provbelastningar ej ger garantier för att metoderna med stälplåren "ger likvärdigt tekniskt resultat". Sådana uttalanden bör enligt SGI "anstå tills dess långtidseffekten kunnat utvärderas".

F.d. överarkitekt Arthur Löwe har - tillsammans med Paul Bondesson och Bengt Spångberg - i stort sett underkänt hela rapporten. De anser att fyllnadsjorden rör sig mot Saltsjön, att rörelserna är farliga, att pålarna kan knäckas, att skred kan uppkomma och att det minst krävs en spont utefter hela Skeppsbron. Liknande åsikter har Löwe tidigare redovisat i BFR-rapporten T18:1978 "Bevara Gamla Stan", en rapport som baserade sig på kortvariga mätningar. Nu föreliggande längre mätserie för mätningarna med inklinometer har SGI utvärderat och sammanfattat på följande sätt.

"Mätresultatet indikerar ej att några stabilitetsproblem föreligger, dvs. inga tecken finns på pågående utglidningar av utfyllda partier av Gamla Stan mot omgivande vattendrag". I övrigt konstaterar SGI lokala små sidorörelser (se bilaga 1). Löwe förkastar helt denna analys utan närmare motivering. I motsats till rapporten rekommenderar Löwe att man gör temporära grundförstärkningar av konventionell typ för hus som löper risk att rasa. I övrigt anser Löwe att man skall vänta med grundförstärkningar tills nya revolutionerande metoder framkommit. Löwes ordination är således att inte ta "medicin" alls. Under tiden dör patienten.

Vår "medicin" är att använda tillgänglig grundförstärkningsteknik för att förhindra fortsatta vertikalarörelser. Härigenom bedöms horisontalarörelserna i byggnader avstanna. Genom att föra ner huslasterna till grusåsen avlastas dessutom fyllningen vilket minskar riskerna för sidorrörelser i jorden som kan knäcka pålarna. Om man däremot väntar med att grundförstärka kan möjligen de sidorörelser Löwe anser pågå uppkomma. I så fall måste en spont eller liknande konstruktion utföras, åtgärder som kostar hundratals miljoner. Receptet blir därför: Bevara Gamla Stan - grundförstärk nu!

## 18 REFERENSER

- /1/ Bohm H, Johnson S, Översiktlig utredning om grundläggningsförhållandena för innerstaden, Stockholms fastighetskontor 1977-02-21.
- /2/ Bohm H, Johnson S, Berg C, Översiktlig utredning om grundläggningsförhållandena för Stockholms ytterstad 1978.
- /3/ Stockholms fastighetskontor, Tjänsteutlåtande 1977-11-24. Förslag till djupbyggnadsbegränsning.
- /4/ Bohm H, Johnson S, Grundsablonkostnader, Stockholms fastighetskontor 1977-12- 01.
- /5/ Stjerngren U, Hagblom, O, Grundförstärkning med skarvade stålplåtar i Gamla Stan, Stockholm. Studier och jämförande analyser av tre byggnader förstärkta med olika påltyper. Byggeforskningen Rapport R96:1979.
- /6/ Eriksson U, Hellman L, Hultsjö S. Grundförstärkning av fastigheterna Marsyas 10 och Cadmus 1. Studium och analys. Byggeforskningen Rapport R113:1980.
- /7/ Lindberg B, Eriksson U, Grundförstärkning av befintlig bebyggelse med rotpåle. En studie av tyska erfarenheter. Byggeforskningen Rapport R51:1979.
- /8/ Sahlström P O, Bergvall B, Grundförstärkning av gamla hus. Undersökning av nedpressade betongpålars verkningssätt i åsmaterial. Byggeforskningen Rapport R60:1978.
- /9/ Bergman G m.fl., Kontrollerad bevattning för bevarande av träpålar och rustbäddar. Kunskapsöversikt och förslag till fortsatt forskning. Byggeforskningen Rapport R62:1979.
- /10/ Grundförstärkningsgrupp. Grundförstärkning av befintlig bebyggelse. Byggeforskningen Rapport T15:1979.
- /11/ Frank A, "Root piles". Small diameter injected borepiles. IVA's Pålkommission, Rapport nr 46.
- /12/ Thurner H, Sandström Å, Geodynamik AB. Undersökningar av vibrationer vid Skeppsbron i Gamla Stan.
- /13/ Stille H, Annebäck L, Grundén T, Stålpålar i lera. Provbekastning av pålar typ Hagconsult. Examenarbete vid KTH år 1976.
- /14/ Pålkommissionen, rapport 59. Anvisningar för provpålning med efterföljande provbekastning.
- /15/ Josephson R, Borgarhus i Gamla Stockholm, Samfundet Sankt Erik 1916.
- /16/ Hansson H, Stockholms stadsmurar. Monografier utgivna av Stockholms kommunalförvaltning, 1956.

- /17/ Nordberg O:son T, Gamla Stan i Stockholm. Kulturhistorisk beskrivning hus för hus, kvarteren Achilles - Glaucus. Monografier utgivna av Stockholms kommunalförvaltning nr 35, 1975.
- /18/ Expertutskottet för Gamla Stan. Gamla Stans restaurering. Redogörelse, synpunkter och förslag, 1973.
- /19/ Löwe A, Bevara Gamla Stan, Byggforskningen T18:1978.
- /20/ Stockholms Byggnadsnämnd. Gamla Stan, bevarande och upp-  
rustning, råd och riktlinjer 1978.
- /21/ Glace Beatrice och Gösta, Gamla Stan med Slottet och Rid-  
darholmen, Bokförlaget Trevi, Stockholm.



## SUMMARY

The Old Town of Stockholm, "Gamla Stan", occupies an island at the outlet of Lake Mälaren into the Baltic Sea. Many of the buildings were erected in the Middle Ages, and thus have great historical and cultural value. However, a large number of buildings are in a poor condition, largely due to the rotting of wooden foundations and to severe settlement in fill. Many of these buildings are therefore in need of foundation reinforcement. Below, a short description is given of the historical background and the latest activities.

When Stockholm was founded in the 13th Century, Gamla Stan was only half of its present size. The original town was erected on the firm, elevated centre of the island, a part of the Brunkeberg Esker. As a result of land upheaval and the dumping of fill along the shores, the town gradually grew during the Middle Ages.

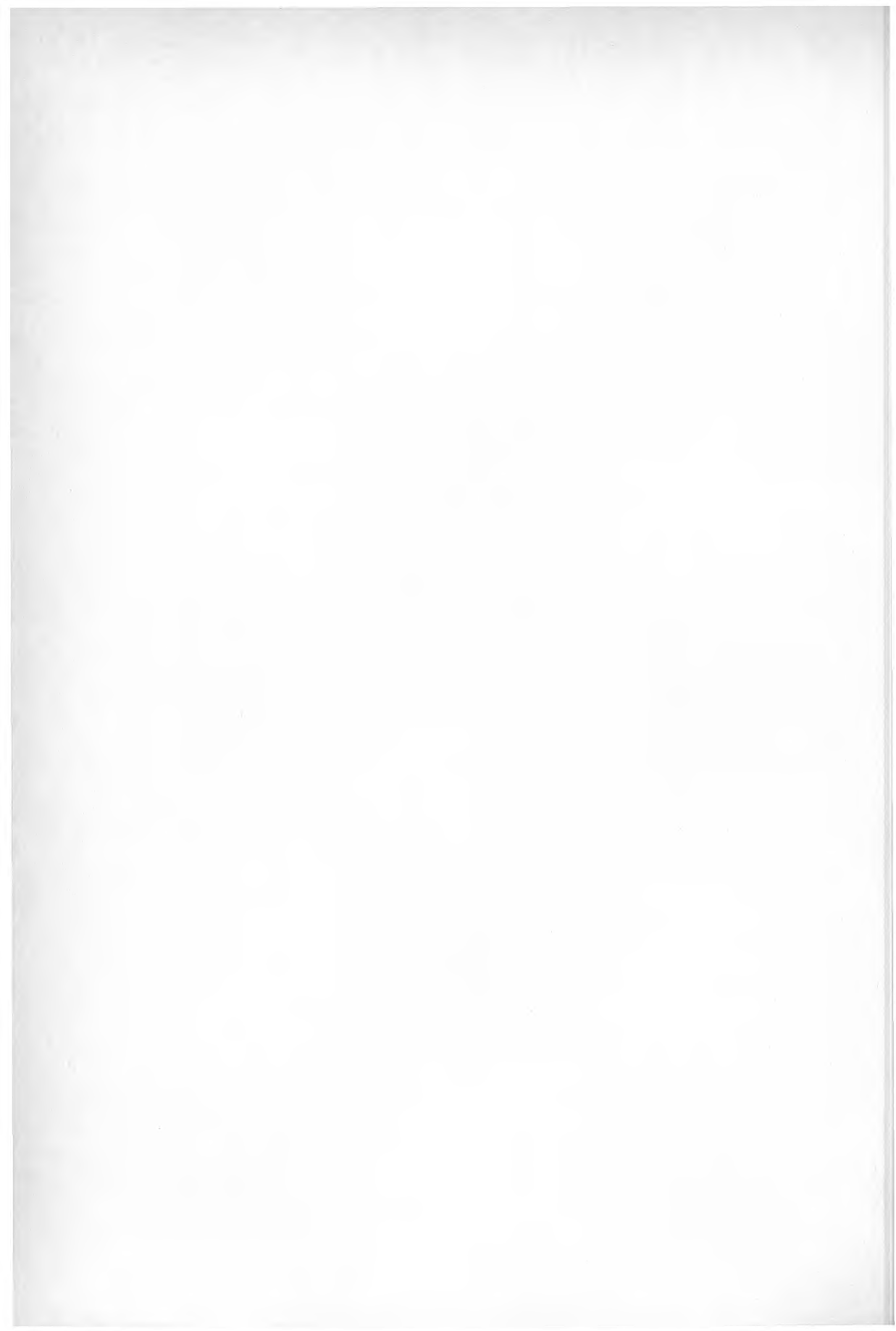
Buildings erected in the shore areas during the Middle Ages have various types of foundation, sometimes wooden grillages resting directly on the partly organic fill, sometimes wooden piles. The picture is further complicated by remnants of old foundations and fortifications which have been built into them.

Besides large differential settlements caused by rotting of wooden foundations and consolidation of the fill, some lateral creep has probably also taken place in the fill in the direction of the surrounding water. These severe deformations have in places threatened to cause houses to collapse, necessitating foundation reinforcement.

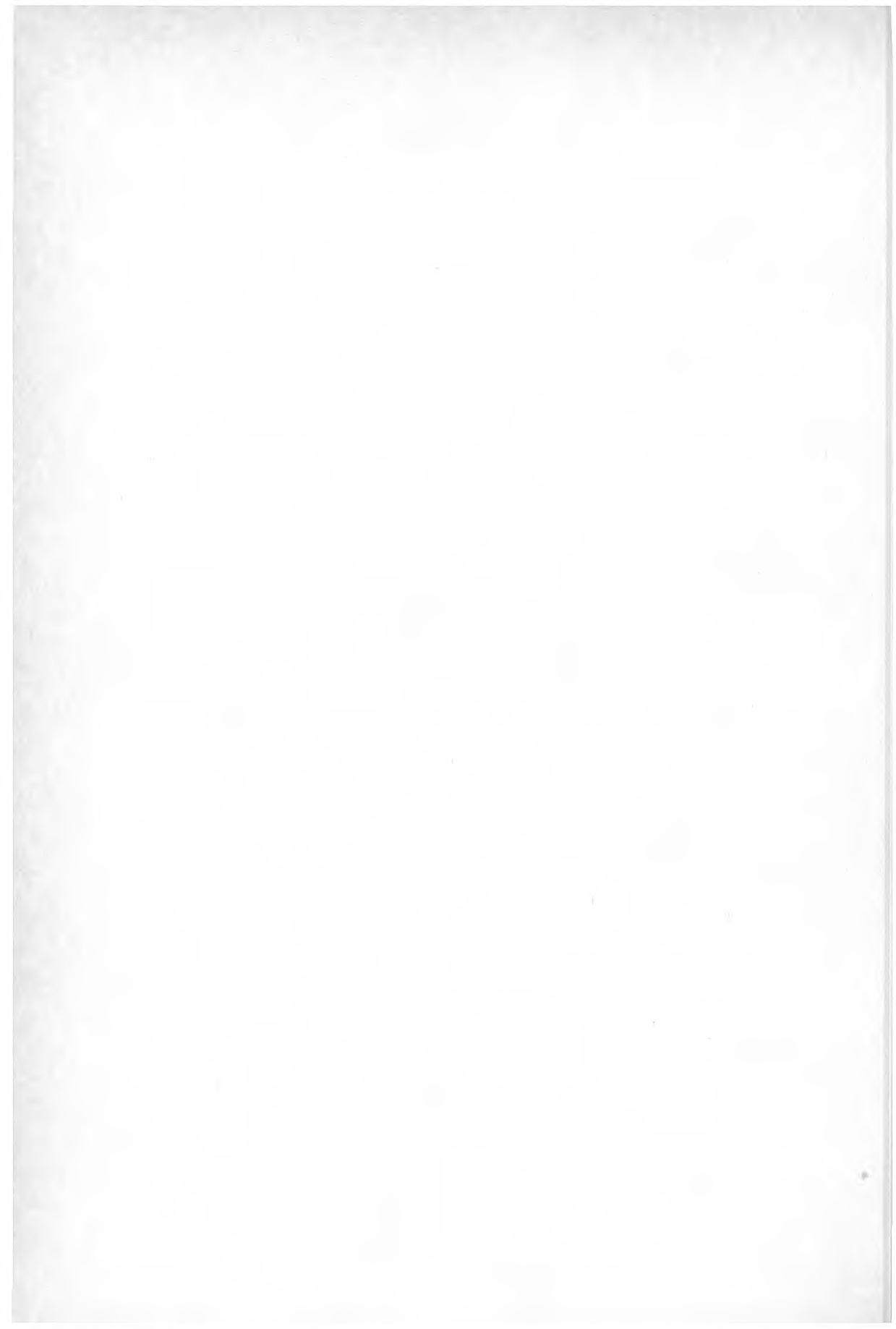
Extensive investigations have been made, mainly concerning soil and foundation conditions in the shore areas. Large-scale measurements are also being made of vertical and horizontal soil movements. The horizontal movements do not seem to be significant except for a few buildings. The settlement is considerable.

Foundations have previously been reinforced by cutting off rotted wooden piles below the water table followed by casting of concrete beams or by forcing jointed concrete piles to firm bottom. Both methods have their disadvantages, however, so that new methods are being developed. One important condition is that the piles can pass obstacles in the fill such as logs and rocks, and that the method can be carried out in limited cellar space. Therefore various types of jointed steel piles have recently been tried out.

The total cost of foundation reinforcement is estimated at some 200 million Swedish crowns. Special ways of financing the project are being investigated.



BILAGOR





STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

# RAPPORT

## HORISONTALRÖRELSEMÄTNINGAR MED INKLINOMETER OCH GEOSOND I GAMLA STAN



Uppdragsgivare: Fastighetskontoret, Stockholm  
anslag BFR 740056-7

Uppdrag: Dnr 20514

Datum: 1980-05-27

Projektansvarig: Lars Hellman

Handläggare: Jan Wennerstrand



INLEDNING

Statens geotekniska institut, SGI har under de senaste tio åren utfört mätningar med inklinometer i Gamla Stan i Stockholm. Mätrörens antal har ökat och mätmetodik och mätutrustning har förbättrats under denna tid. Här följer en sammanfattning och utvärdering av hittills utförda mätningar.

Nedan redovisas även de mätningar som utförts med GEOSOND av ingenjörsfirman Sune A Sandqvist.

BESKRIVNING AV INKLINOMETER-MÄTMETODEN

Mätning av horisontalrörelser i jord med hjälp av inklinometer tillgår så att man installerar plaströr med 42 mm inre diameter nära vertikalt i jorden. Plaströrens böjstyvhet är så liten att de i huvudsak följer eventuella horisontalrörelser i jorden. Med hjälp av inklinometern mäts rörets lutning på olika nivåer, normalt med en meters ekvidistans.

Den inklinometer som utvecklats vid institutet finns i princip beskriven i SGI:s publikation, Särtryck och preliminära rapporter No. 3, 1961. Figurerna i bilaga A visar mätutrustningen. Mätkroppen består av en cylinder med två par glidklackar på 200 mm inbördes avstånd, vilka pressas mot mätröret av en fjäder. Inuti cylindern finns en tyngd upphängd i en bladfjäder. Då mätkroppens längdaxel avviker från vertikalen uppkommer ett moment i bladfjäders. Momentet i fjäders veka led avkänns med hjälp av trådtöjningsgivare. Genom kalibrering erhålls samband mellan mätkroppens lutning i mätriktningen och utslaget på en mätbrygga. Givarna är placerade och hopkopplade så att lutningar i andra riktningar än mätriktningen ej påverkar bryggutslaget.

Den riktning som sammanhänger med en uppmätt lutning måste även bestämmas med stor precision om små horisontalrörelser i jorden skall kunna bestämmas. Med institutets utrustning sker det genom att mät-kroppen förs ned i mätröret med hjälp av ett vridstyvt stångsystem. Horisontalriktningen (bäringen) för den uppmätta lutningen avläses mot en gradskiva vid rörets övre ände. Gradskivan orienteras mot en avlägsen fixpunkt med hjälp av tillhörande kikarsikte.

Vid mätning av rörelser görs upprepade mätningar med vissa tidsmellanrum. Mätningarna utförs i två riktningar vinkelräta mot varandra. Riktningarna är desamma på varje mätnivå. Förändringar i lutningen i en viss riktning på en mätnivå är direkt ett mått på motsvarande vinkeländring i jorden. Man kan även genom att integrera uppmätta lutningar beräkna rörets läge på olika nivåer jämfört med rörspetsen. Lägesförändringarna är ett mått på horisontalrörelsen på denna nivå.

Tidigare har i vissa fall endast den största lutningen på varje mätnivå bestämts men ej dess riktning. Detta är fallet med rören SGI 1 i Gaffelgränd, SGI 2 vid Slussplan och SGI 3 vid Mälartorget. Dessa rör installerades med 6 à 7 graders lutning i förväntad rörelseriktning.

#### BESKRIVNING AV GEOSONDEN

GEOSONDEN, som använts av ingenjörsfirman Sune A Sandqvist vid mätningar i rören SGI 47 och SGI 49, består i princip av en rörformad balk som förs ned i mätrören (se bilaga A). Två diametralt placerade mätstänger är infästa i balkens nederände och styrda att löpa parallellt med dess centrumlinje. I mätstängerna appliceras vid sondens överände en dragkraft med hjälp av en hävarm och en fjäder. Då sonden böjs erhålls en vinkel-

ändring av hävarmen. Med en mätklocka graderad i hundradels mm och infäst i den centrala balken mäts hävarmens vinkeländring, vilken är proportionell mot skillnaden i riktning hos sondens spets relativt dess överdel. Genom att som mätvärde använda skillnaden i klockans utslag före och efter en vridning av mät-systemet ett halvt varv erhålls den fördelen att skillnader i stängernas längd ej påverkar mätresultatet. Mätningar har utförts i två mot varandra vinkelräta plan. Genom upprepade mätningar med olika längd på mätbalken bestäms riktningen för olika delar av mätröret relativt riktningen hos mätrörets överdel. På grund av glappet mellan mätbalk och mätrör (2-3 mm) kan några riktningsskillnader ej bestämmas inom de 3-4 översta metrarna av aktuella mätrör.

Med ledning av på detta sätt bestämda riktningsskillnader beräknas rörets form. I beräkningarna införs vissa genom kalibreringar bestämda korrektioner. Koordinaterna för olika punkter på ett mätrör beräknas sedan vid mätningar i horisontella rör genom att riktning och läge för mätrörets överdel är känd genom inmätning med geodetisk utrustning.

I detta projekt redovisade horisontalrörelser har emellertid bestämts genom att mätrörens beräknade form vid olika mättillfällen jämförts. Därvid har antagits att de nedersta sex metrarna av mätrören ej har rört sig under mätperioden. Bilderna av mätrörens form på denna sträcka har därför inpassats över varandra så att summan av avvikelserna mellan de beräknade rorformerna har minimerats. Skillnaderna mellan bilderna av rörets form på den övre delen ger horisontalrörelserna.

NOGGRANNHET I MÄTNINGARNA

Fel i med inklinometermetoden uppmätta horisontalrörelser kan dels uppkomma genom fel i mätningen av plaströrens lutning och i beräkningen av deras form samt dels genom att plaströren ej helt följer jordens rörelser.

Fel av det senare slaget har bl a bedömts förekomma då rören står i områden där marksättningar pågår. Vertikal påhängskrafter av negativ mantelfriktion på mätrör får dem att böja ut i en knäckkurva av högre ordning där avståndet mellan inflexionspunkterna beror av den omgivande jordens fasthet.

Vid inklinometermätningarna uppkommer fel i de bestämda lutningsändringarna på en viss nivå dels på grund av fel i den uppmätta lutningen och dels på grund av att man ej kunnat mäta i exakt samma riktning (bäring) vid jämförda mättillfällen. Lutningarna beräknas kunna bestämmas med ett fel som är mindre än en procent och mätriktningen kan erfarenhetsmässigt inställas inom plus/minus en halv grad. Till felet i det enskilda lutningsmätvärdet kommer dessutom ett avläsnings- och anliggningsfel som uppskattas vara 0,2 promille. Felet i lutningsändringen är större ju mer röret lutar. Man strävar därför att installera rören så nära vertikala som möjligt.

Vid beräkning av horisontalrörelsen antas vanligen att någon rörelse ej sker 0,5 m under den djupast belägna mätnivån. Rören installeras om möjligt så att detta krav uppfylls. Horisontalrörelsen för högre belägna punkter på mätröret erhålls genom en summering (integrering) av uppmätta lutningsändringar från botten och upp till aktuell nivå. Ju högre upp i röret en punkt är belägen desto fler termer ingår i summan vilket medför att felet ökar. Felet i den uppmätta

lutningen och felet i mätriktningen kan ha samma riktning på alla ingående mätnivåer och måste således adderas vid beräkningen av felet i rörelsen medan avläsnings- och anliggningsfelet kan antas vara normalfördelat och dess bidrag till felet i rörelsen endast öka proportionellt mot kvadratroten ur antalet termer i summan. På detta sätt beräknade felmarginal för horisontalrörelsen på olika nivåer i mätrören redovisas i bilaga B tillsammans med mätrörens form (koordinater i ett rätvinkligt system med origo 0,5 m under den understa mätnivån).

På grund av att repeterbarheten vid mätningen av en viss lutning är bättre än ovan angivna mätnoggrannhet bör, om inga rörelser inträffat, alla beräknade rörelser ligga klart innanför de angivna felmarginalerna vilket överensstämmer med institutets erfarenheter från många mätprojekt.

Det som sagts ovan gäller enbart de mätningar som utförs i två vinkelräta riktningar och med det nya stångsystemet (fr o m 1975). De mätningar i vilka enbart förändringar i storleken på den största lutningen på varje mätnivå registrerats ger endast en uppfattning om rörelsekomponenten i rörets lutningsriktning och noggrannheten är mycket sämre än vid ovan beskrivna förfarande.

För Geosonden anges noggrannheten vid bestämningen av rörtoppens rörelse relativt rörets underdel till  $0,125 \times \frac{1}{l}$  mm.  $l$  är rörets längd (m). På grund av glappet mellan rör och mätutrustning anges att rörelser mindre än 3 mm ej kan registreras. Till detta kommer det fel som införs p g a utvärderingsmetoden bl a i de fall då mätröret ändrar lutning inom den undre delen (nedersta sex mätnivåerna). Mätrören för Geosonden är av stål och har ca 90 mm diameter och är således väsentligt styvare än de plaströr som används vid inklinometer-



mätningarna. Geosondmetoden bedöms således ha sämre upplösning än inklinometermetoden.

#### TOLKNING I MÄTSERIERN

Mätningarna har redovisats i form av lägesdifferenser (horisontalrörelser) i de båda mätplanen. För de tre rören SGI 1 i Gaffelgränd, SGI 2 vid Slussplan och SGI 3 vid Mälartorget har dock summan av förändringarna i maxlutningen hos underliggande nivåer redovisats.

För att söka urskilja även mycket små rörelser har en bearbetning av mätresultaten utförts. För båda mätriktningarna på varje mätnivå har en rät linje anpassats med hjälp av minsta kvadratmetoden till uppmätta lutningar som funktion av tiden under den senaste treårsperioden. För några riktningar och nivåer där lutningen varierat mest har lutningen uppritats som funktion av tiden. Den beräknade linjära trenden har även lagts in (se bilaga B). Lutningsändringarna enligt trendlinjerna har använts för att beräkna de rörelser som redovisas i bilaga B i de diagram som även redovisar felmarginalerna samt rörens form.

#### SÄTTNINGSMÄTNINGAR VID INKLINOMETERRÖREN

Försök har även gjorts att mäta sättningarna på olika nivåer i jordprofilen vid inklinometerörens. Plastringar med inbyggda permanentmagneter installerades på utsidan av mätrören och deras lägen har bestämts med hjälp av ett tungrelä som nedförts inuti rören infäst i änden av ett stålmåttband. Förändringar i avstånden mellan en undre fast ring och de övriga finns redovisade i bilaga B som streckade linjer. Resultaten visar att magnetringarna ej har följt den omgivande jordens rörelser.

DISKUSSION AV MÄTRESULTATEN

Mätresultaten behandlas nedan sektions- och områdesvis.

Sektion Skeppar Karls gränd

(Bilaga B:1-6)

Mätrör SGI 45 är beläget 18 m upp i gränden från fasadlinjen vid Skeppsbron räknat. Rör SGI 44 är placerat ute på kajen ca 5 m från kajkanten.

Rör SGI 45 som är nedfört inuti ett grövre stålrör och kringfyllt med sand visar fortfarande pågående rörelser. Dessa bedöms huvudsakligen bestå av utböjningar av rören orsakade av vertikala påhängslaster på grund av sättningar. Även rör SGI 44 visar en liknande utböjning 13 till 15 m under rörtoppen, vilket sammanfaller med ett lerigt fyllningsskikt. Sättningen av markytan är drygt 4 mm/år vid båda rören.

Sektion Gaffelgränd

(Bilaga B:7-10)

Längst in i Gaffelgränd mot Lilla Hoparegränd finns ett lutande rör, SGI 1, i vilket endast maxlutningen på mätnivåerna uppmätts. Variationerna bedöms vara inom felmarginalerna för denna mätmetodik. Man kan dock se utböjningar orsakade av påhängskrafter på grund av sättningar. Sättningen av markytan har varit ca 5 mm/år.

Vid fasadlinjen mot Skeppsbron finns ett stålrör, nr SGI 47, som mätts av Ingenjörfirman Sune Sandqvist samt några gånger av institutet genom att dess utrustning försetts med en släde för att kunna få anliggning mot insidan av detta grova rör. Metoden med släde har ej givit tillräcklig noggrannhet för att rörelser av den storlek som är aktuell skall kunna mätas.

Mätningarna i detta rör har därför upphört. Sandvists mätningar indikerar en rörelse på 10 mm i riktning mot kajkanten vid rörtoppen. Rörelsen avtar successivt med djupet och är noll på ca 10 m djup.

Tio meter från kajkanten och i linje med Perkens Gränd finns rör SGI 46. Detta rör visar ej några rörelser av mätbar storlek (mindre än 1 mm per år) annat än på de översta nivåerna där röret står inom foderrör. Mellanfyllningen av sand bedöms ha innehållit håligheter vilka rasat igen.

#### Sektion Norra Bankogränd

(Bilaga B:11-16)

Rör SGI 50 är beläget 27 m upp i gränden räknat från Skeppsbrons fasadlinje. Röret visar utböjningar orsakade av påhängslaster på grund av sättningar i kombination med en rörelse mot Skeppsbron med maximum på fyra meters djup (ung 1 mm per år). Vid markytan finns ingen rörelse i nämnd riktning. Markytans sättning uppgår till drygt 8 mm/år.

Rör SGI 49 vid Skeppsbrons fasadlinje är ett grovt stål-rör likadant som rör SGI 47 vid Gaffelgränds mynning, se ovan. Sandqvists mätningar visar en rörelse mot kajkanten av de översta 10 m med cirka 10 mm under fem år.

Rör SGI 48 är beläget 7 m från kajkanten. Det uppvisar inga rörelser utom på översta mätnivån. De bedöms bestå av packningsrörelser hos sanden i foderröret.

#### Slussplan

(Bilaga B:17)

Vid södra hörnet av kvarteret Achilles finns rör SGI 2. Det lutar fyra till sex grader i ett plan med riktning NV-SO. Mätningar av max-lutningens förändringar på

olika nivåer har utförts under perioden nov 1969 till mars 1972. Inga mätbara horisontalrörelser har konstaterats.

#### Kornhamnstorg

(Bilaga B:18-23)

Rör SGI 41 mellan kv Charon och Munkbroleden visar inga rörelser förutom utböjningar orsakade av påhängskrafter på grund av sättningar under det första året (1975).

Rör SGI 42 i Stora Nygatan vid inre hörnet av Kornhamnstorg visar utböjningar vilka bedöms orsakas av påhängskrafter på grund av sättningar. De sistnämnda är ca 4 mm/år. Vid näst sista mätningen hade markytan satt sig så att dexeln hade kontakt med rörtoppen.

Rör SGI 43 mellan Kv Typhon och Munkbroleden visar inga rörelser.

Vid Kornhamnstorg bedöms rörelserna i jorden vara i huvudsak vertikala.

#### Mälartorget

(Bilaga B:24)

På Mälartorget 8 m sydost om kvarteret Icarus finns mätrör SGI 3. Röret lutar ca 4,5 grader i ett plan SV-NO. Mätningar av förändringar i maxlutningarna har utförts under perioden 1971-1978. Resultaten indikerar utböjningar p g a sättningar. Några horisontalrörelser i ovan angivna mätplan bedöms ej pågå.

SAMMANFATTANDE BEDÖMNING

Mätresultaten indikerar ej att några stabilitetsproblem föreligger, dvs inga tecken finns på att utglidningar av utfyllda partier av Gamla Stan mot omgivande vattendrag pågår. Uppmätta horisontalrörelser bedöms vara lokala företeelser som kan antas bero av stora skillnader i kompressibiliteten hos fyllnadsmassorna samt av de konsoliderade jordmassornas geometri.

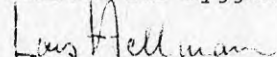
De tre rören nära kajkanten på Skeppsbron visar att eventuella rörelser av kajen mot Saltsjön är mindre än 1 mm/år, eventuellt obefintliga.

Den enda med inklinometer säkert bestämda horisontalrörelsen i de utfyllda områdenas inre delar har uppgått till cirka 1 mm/år (Norra Bankogränd). De längsta mätserierna i rören SGI 1-3 är utförda med en osäkrare metod. I mätperiodens tidigare del antydde resultaten att sidorörelsen var 0-5 mm/år. Den successivt förfinade mättekniken har visat att noggrannheten i mätningarna i de lutande rören är sämre än man tidigare räknat med. De bör därför tillmätas lägre vikt. Övriga nedanför foderrören uppmätta rörelser bedöms vara orsakade av att mätrören rört sig i förhållande till omgivande jord p g a påhängskrafter orsakade av sättningar, vilket indikeras av rörens form. Påhängskrafterna ger tendens till utknäckning som böjer röret växelvis i en riktning och på nivån strax under och över i motsatt riktning.

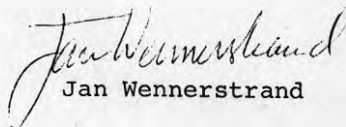
De med Geosonden uppmätta rörelserna bedöms ligga inom mätnoggrannheten för metoden.

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

Enheten för byggnader

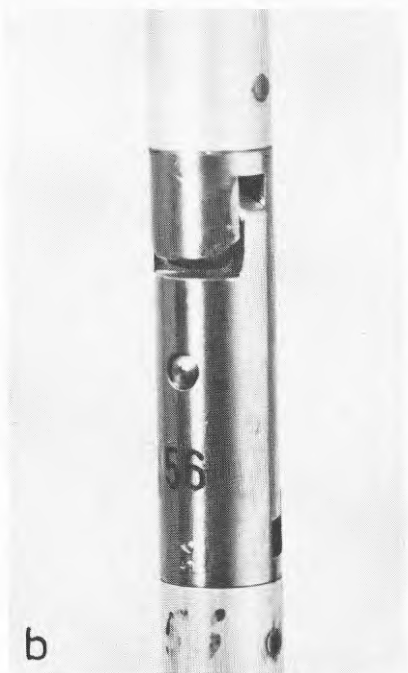


Lars Hellman

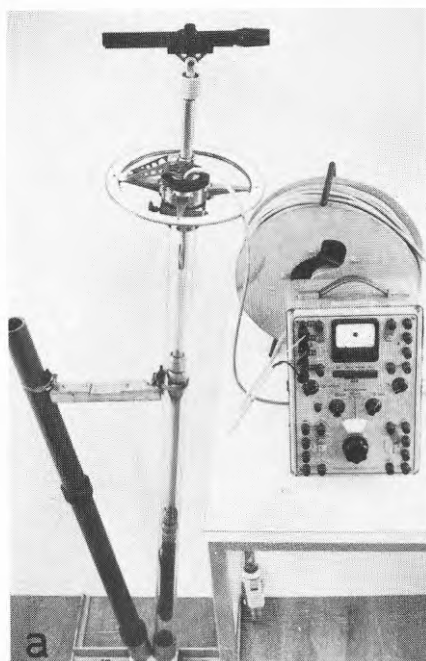


Jan Wennerstrand





b



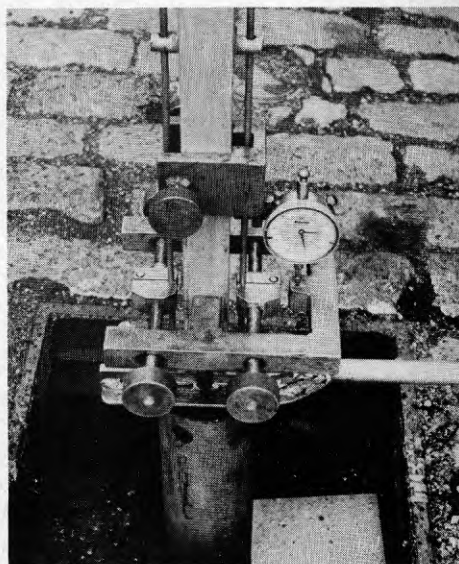
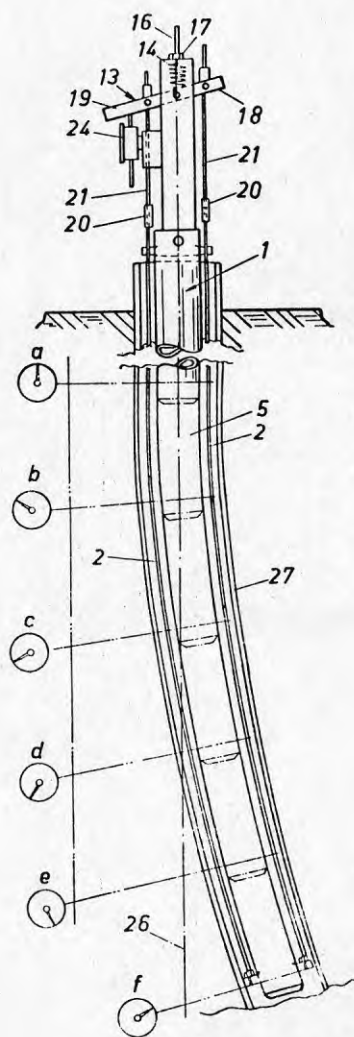
a



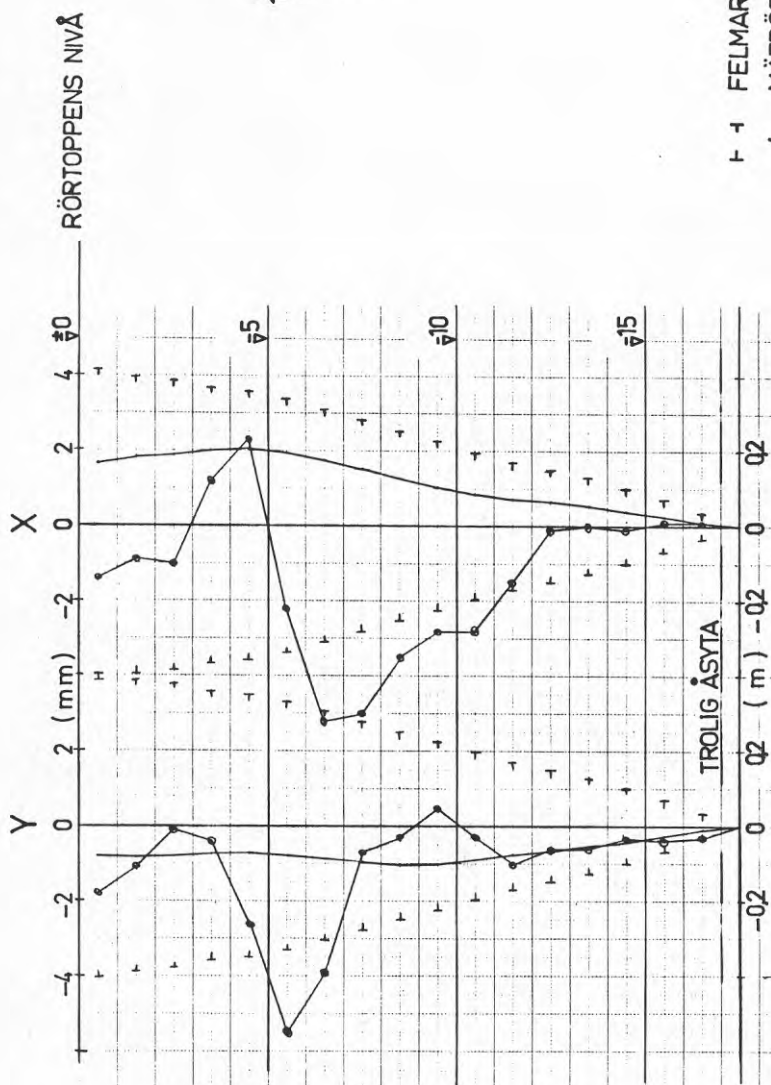
c

## SGI inklinometer

- a) Demonstrationsupställning av komplett utrustning
- b) Detalj av vridstyv skarv
- c) Mätkroppen med stödclackar, fjäder och de två kardanknutarna.



Geosonden, principskiss och bild av överänden med hävarm-system och mätlocka.



SITUATIONSPLAN

Y-AXEL

X-AXEL

△ - FELMARGINALER

○ / MÄTRÖRETS LÄGE (UNDRE SKALAN)

△ RÖRELSE TREND 760511-781213



STATENS  
GEOTEKNISKA  
INSTITUTET

GAMLA STAN

HORIZONTALRÖRELSEMÄTNING

MÄTROR NR SGI 45

PROJ. 20.514  
D. 1979-04-12  
SK. Uen  
BAC  
DIAGR.



STATENS  
GEOTEKNISKA  
INSTITUT

# GAMLA STAN

## HORIZONTALRÖRELSEMÄTNING

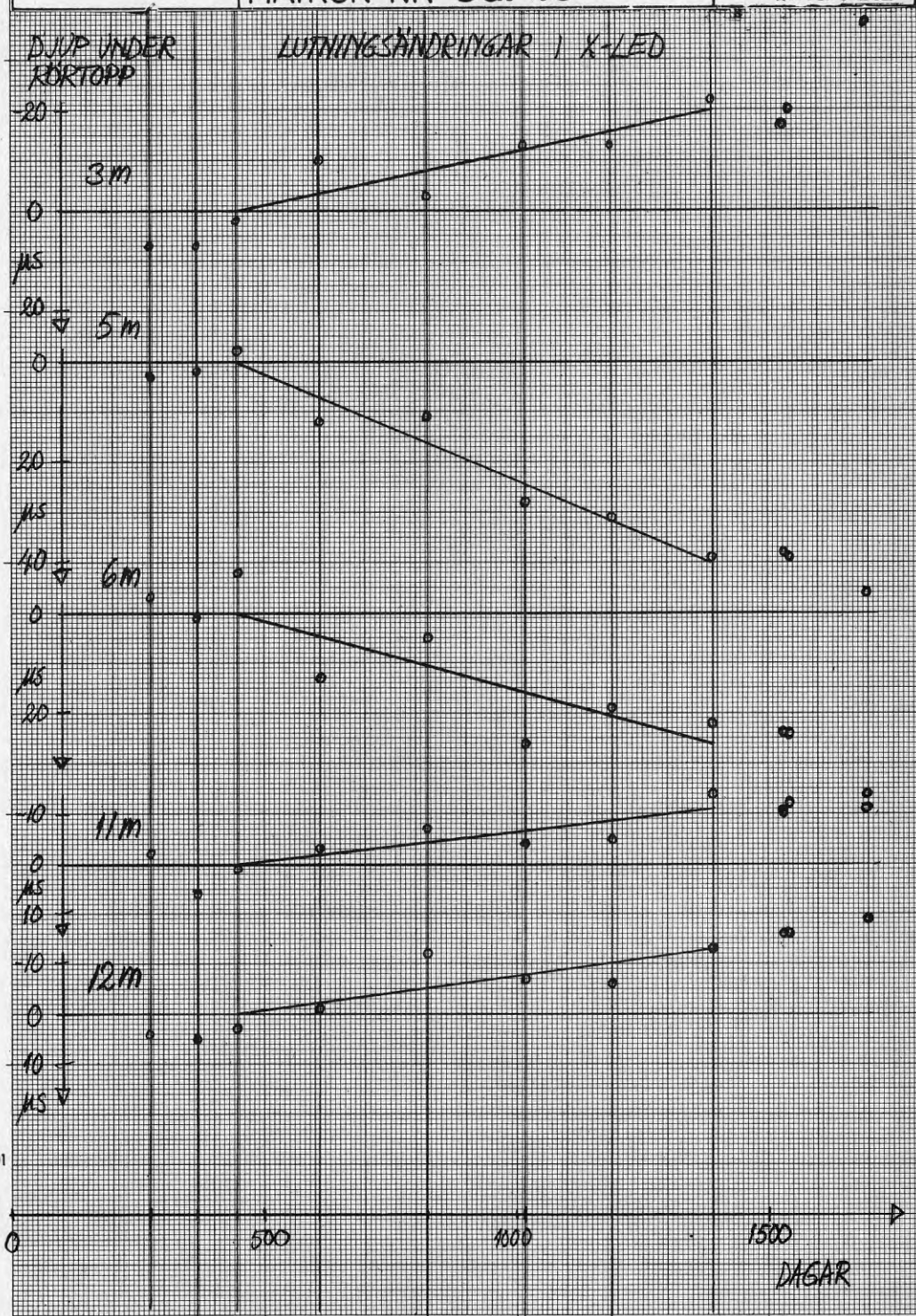
### MÄTRÖR NR SGI 45

UPPDRAG 20514 215

DAT. 1979-04-12

SIGN. Wen

BLAD BILAGA B:2



514 A4  
SIS 73 25 01



P 1624





STATENS  
GEOTEKNISKA  
INSTITUT

# GAMLA STAN

## HORIZONTALRÖRELSEMÄTNING

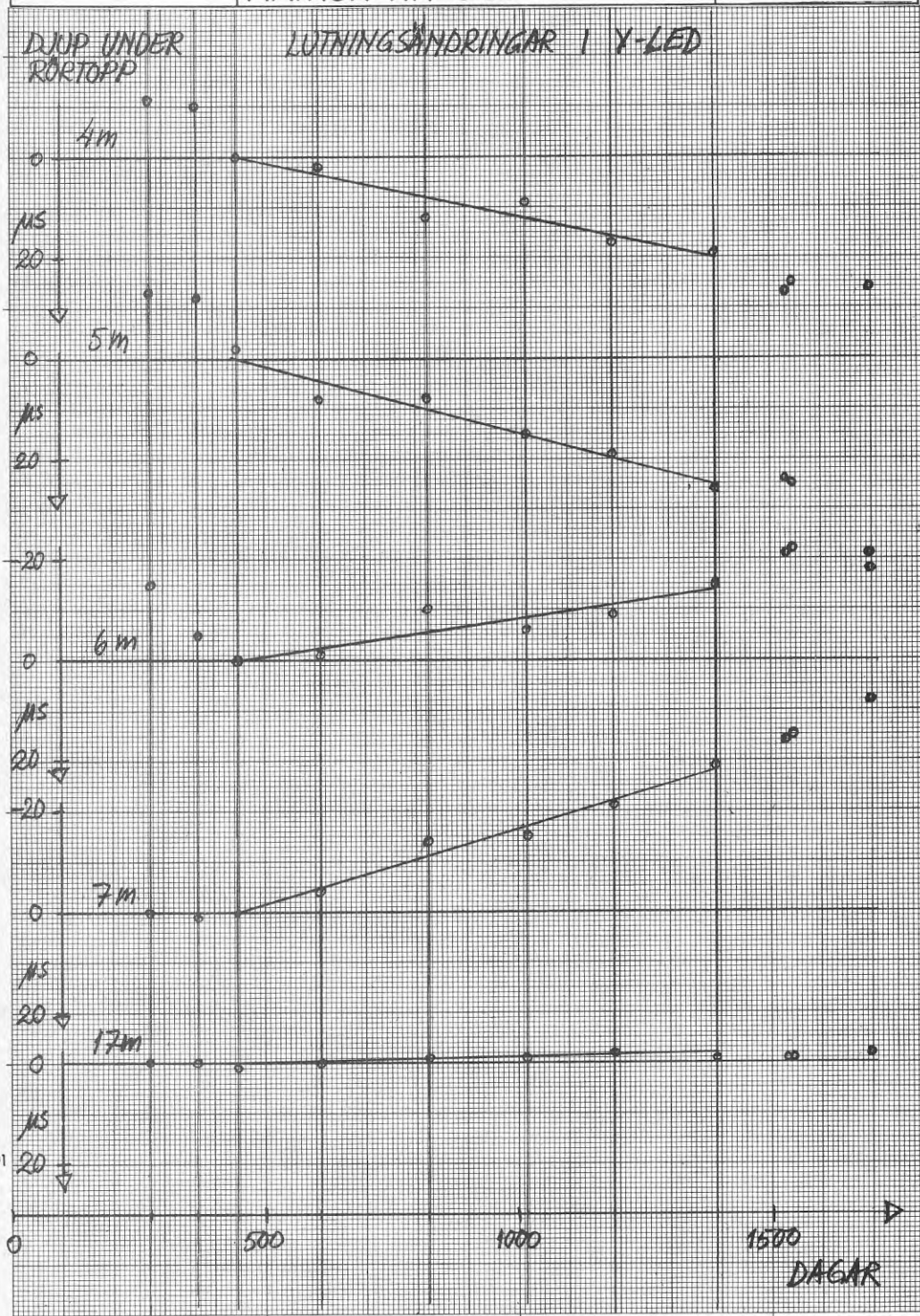
### MÄTRÖR NR SGI 45

UPPDRAG 20514 216

DAT. 1979-04-12

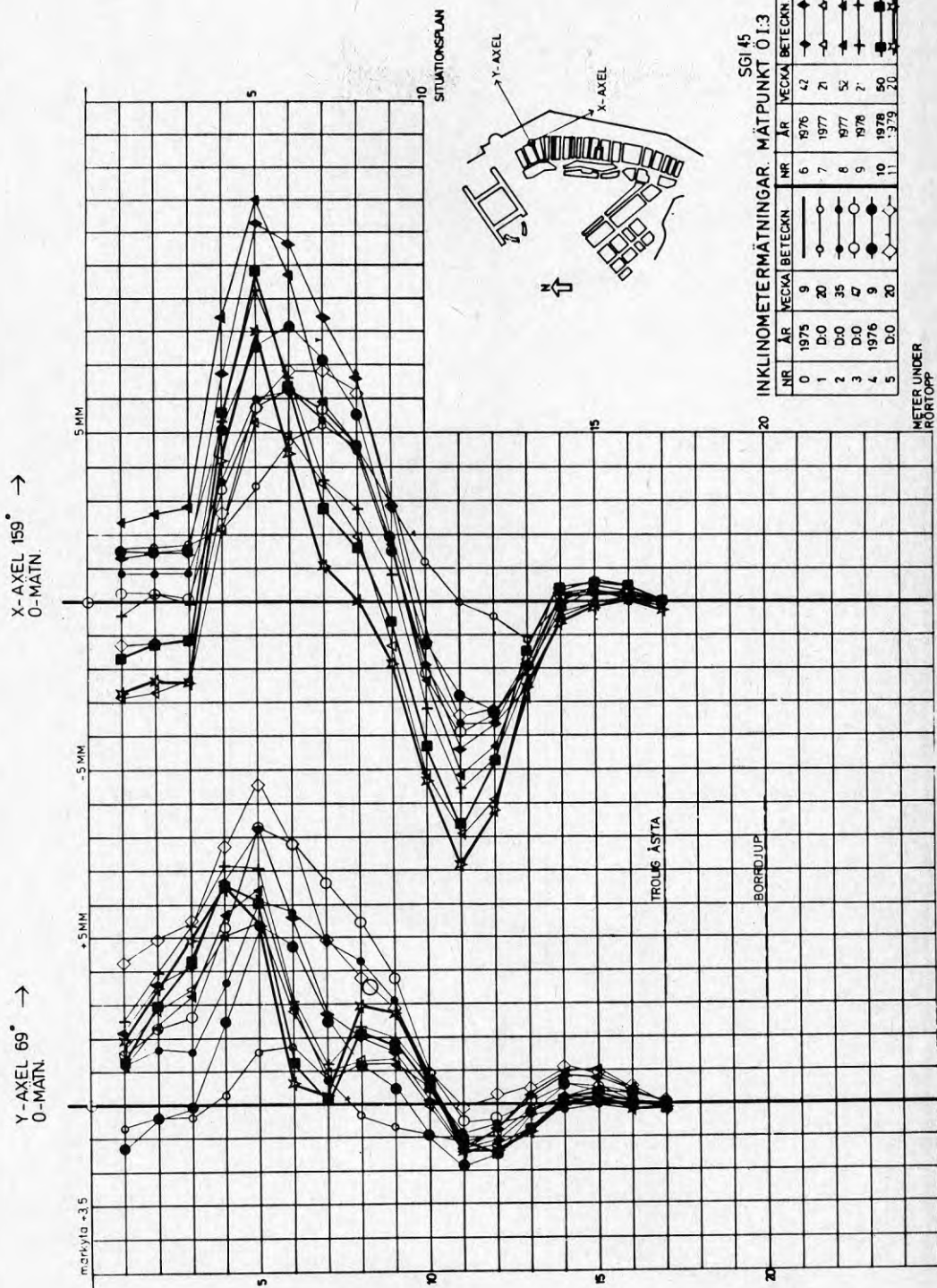
SIGN. Wen

BLAC BILAGA B:3



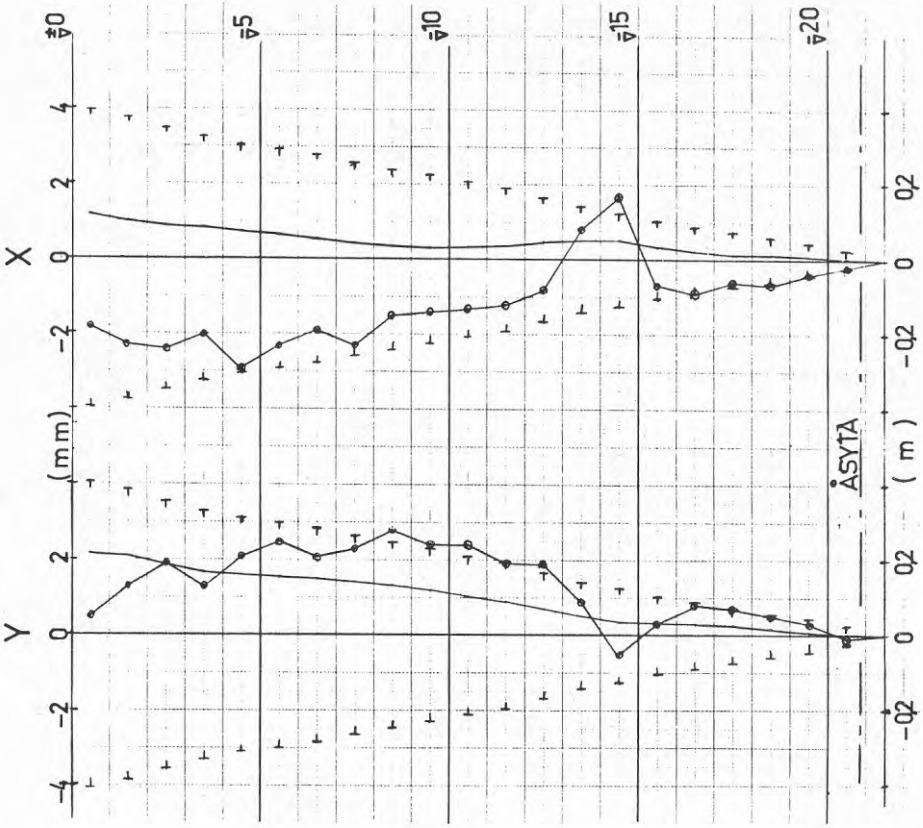


BILAGA B:4



BILAGA B:5

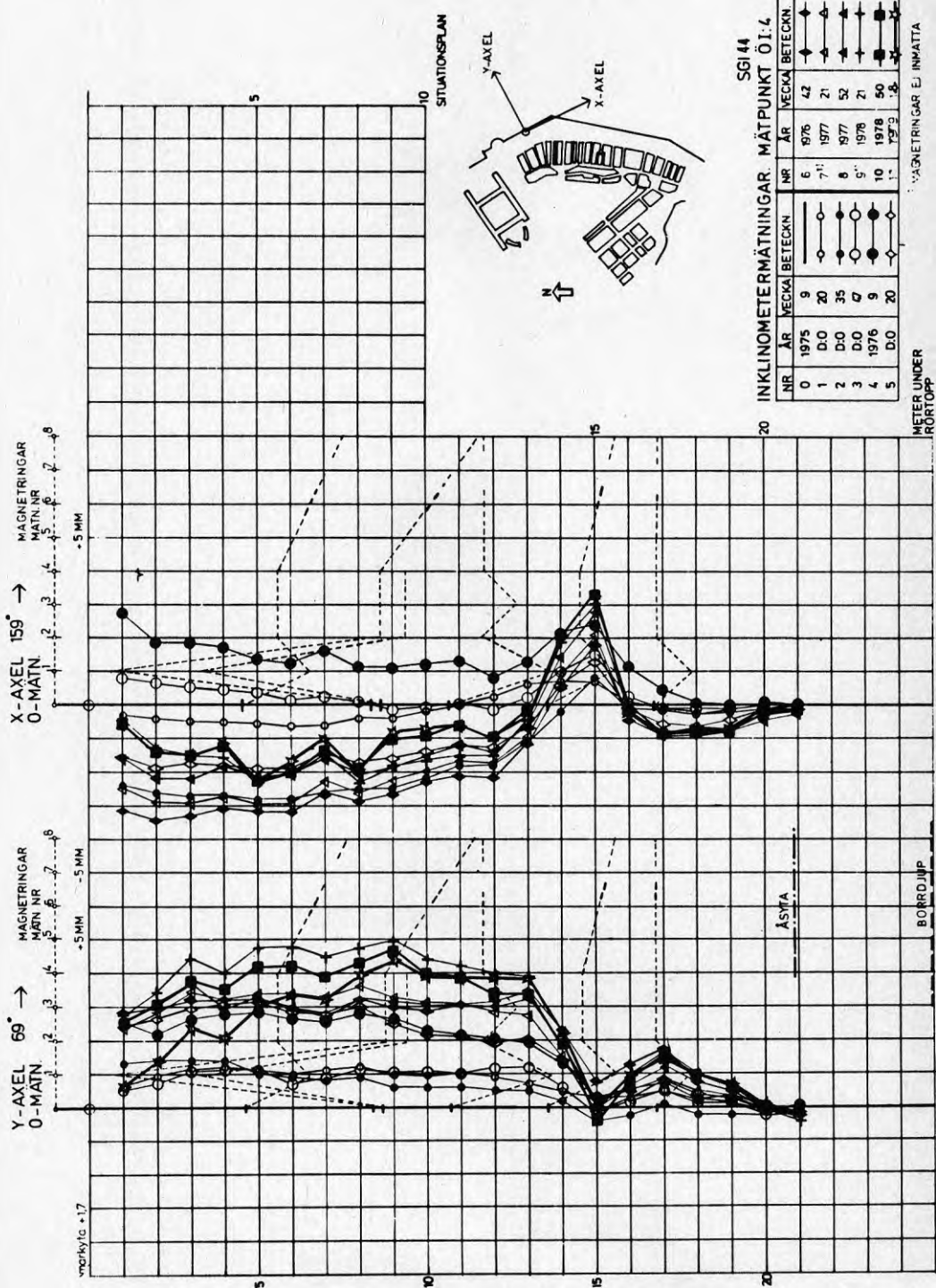
RÖRTOPPENS NIVÅ



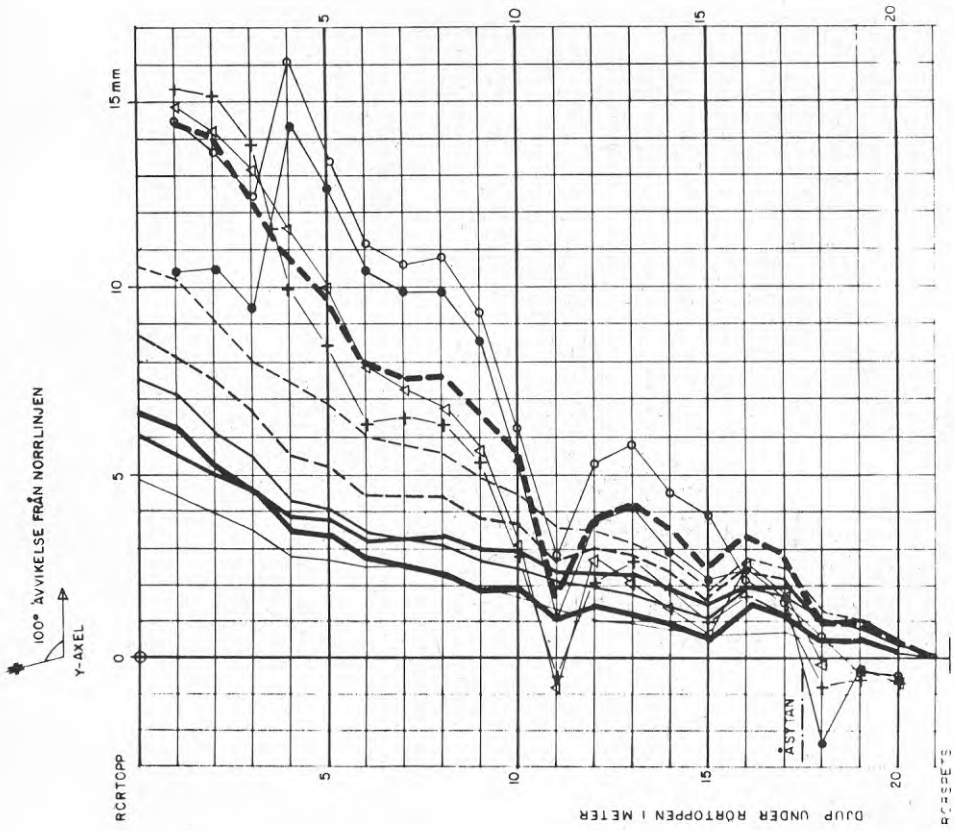
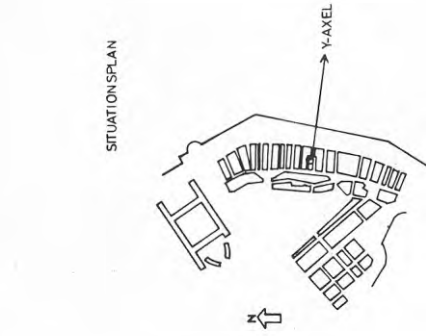
- - FELMARGINALER
- / MÄTRÖRETS LÄGE (UNDRE SKALAN)
- β RÖRELSETREND 751122-781213

 STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT	GAMLA STAN HORISONTALRÖRELSEMÄTNING MÄTRÖR NR SGI 44		PROJEKT 20 514 DATUM 1979-04-12 SKALA 1/500 SÄC/DIAGR.
	SGI 44		

BILAGA B:6



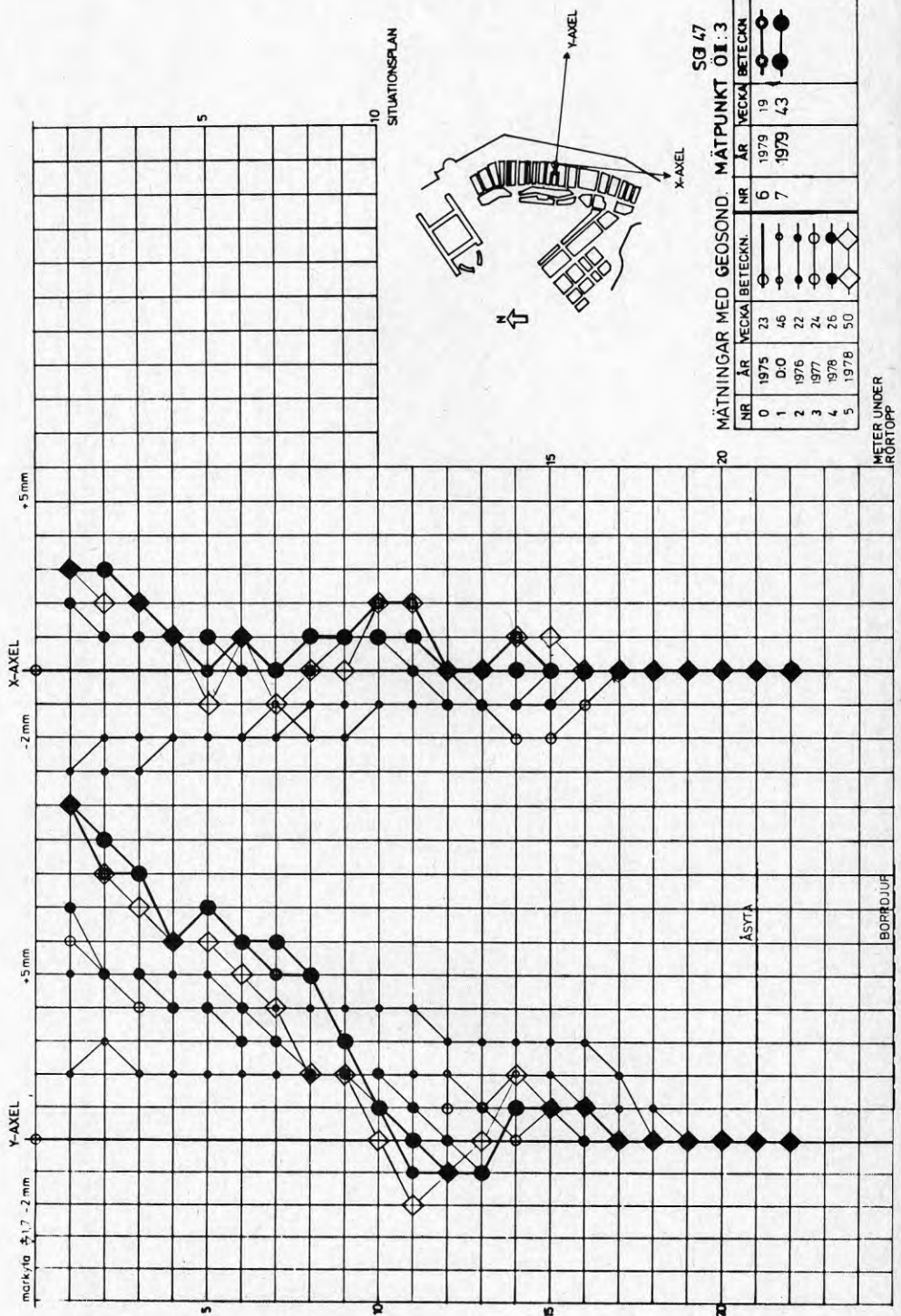
BILAGA B:7



INKLINOMETERMÄTNINGAR. MÄTPUNKT GAFFELGRÄND SGI 1

NR	ÅR	VECKA	BETECKN	NR	ÅR	VECKA	BETECKN
0	1971	21	○	7	1976	20	—
1	D.O	38	△	8	D.O	43	△
2	1972	10	—	9	1977	21	+
3	D.O	31	—	10	D.O	42	○
4	D.O	47	—	11	1978	21	●
5	1973	11	—				
6	D.O	26	—				

BILAGA B:8



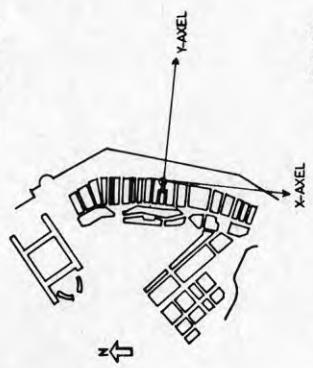
SG 47

MÄTNINGAR MED GEOSOND MÄTPUNKT OI.3

NR	ÅR	VECKA	BETECKN.	NR	ÅR	VECKA	BETECKN.
0	1975	23	○	6	1979	19	●
1	D.0	46	○	7	1979	43	●
2	1976	22	○				
3	1977	24	○				
4	1978	26	○				
5	1978	50	◇				

METER UNDER  
BÖRRTOPP

SITUATIONSPLAN



+5 mm

-2 mm

+5 mm

-2 mm

X-AXEL

Y-AXEL

mark/ta ±1,7

5

10

15

20

5

10

15

20

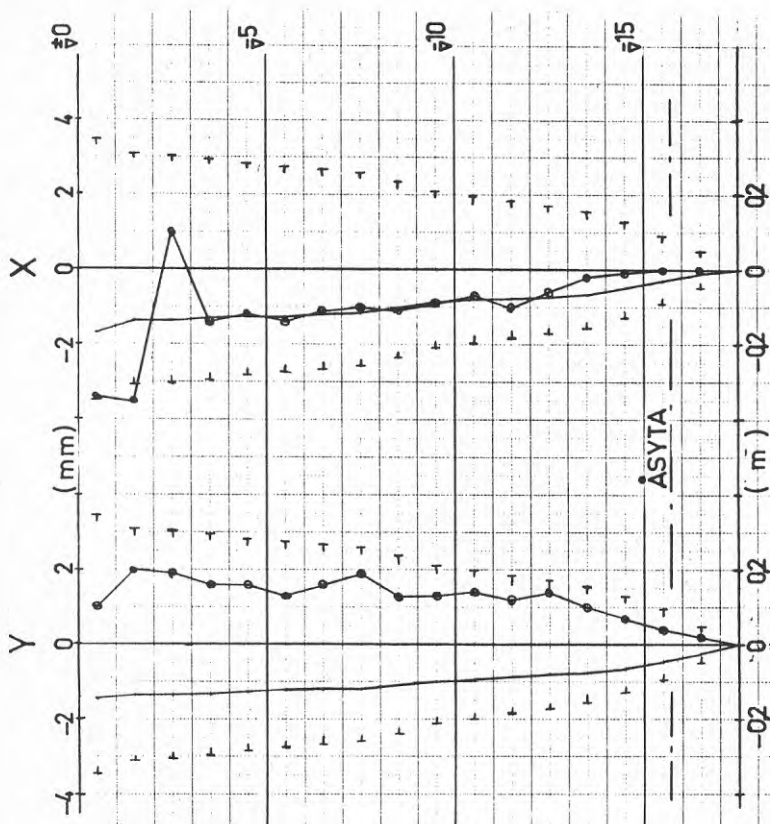
ASYTA

BORRÖJUF

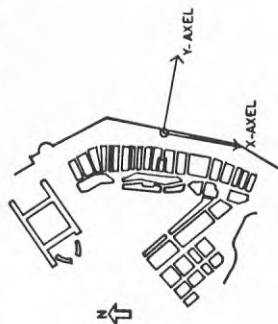


BILAGA B:9

RÖRTOPPENS NIVÅ



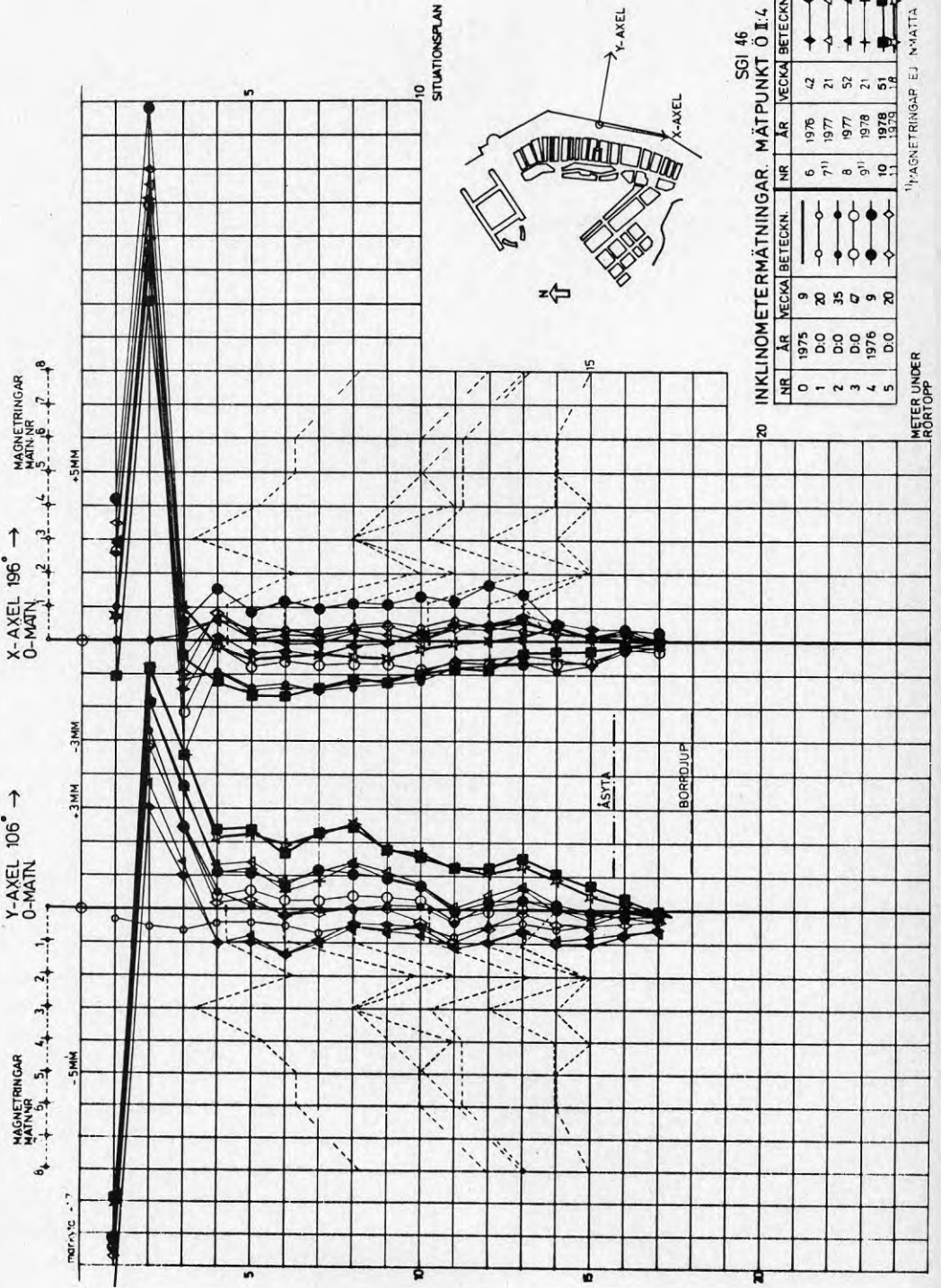
SITUATIONSPLAN



- † - FELMARGINALER
- / MÄTRÖRETS LÄGE (UNDRE SKALAN)
- β RÖRELSETREND 751121-781221

 STATENS GEOTEKNISKA INSTITUTET	GAMLA STAN HORIZONTALRÖRELSEMÄTNING MÄTRÖR NR SGI 46		
	UPPSÄTT 20.514 DAT 1979-04-12 SÖK Ven BLAD DIAGR.		

BILAGA B:10



SGI 46

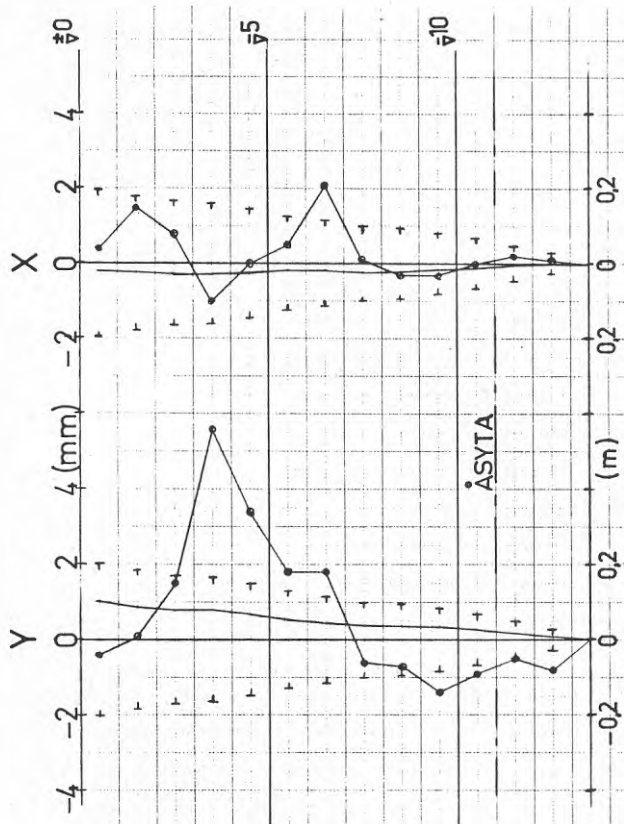
20 INKLINOMETERMÄTNINGAR. MÄTPUNKT Ö I.4

NR	ÅR	VECKA	BETECKN.	NR	ÅR	VECKA	BETECKN.
0	1975	9	○	6	1976	42	△
1	D.O	20	○	7 <sup>1)</sup>	1977	21	△
2	D.O	35	○	8	1977	52	△
3	D.O	7	○	9 <sup>1)</sup>	1978	21	△
4	1976	9	●	10	1978	51	△
5	D.O	20	●	11	1978	18	△

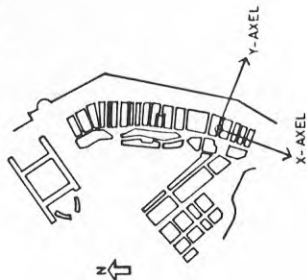
<sup>1)</sup>MÄTNINGAR EJ NÄTTA

METER UNDER RÖRTOPP

RÖRTOPPENS NIVÅ



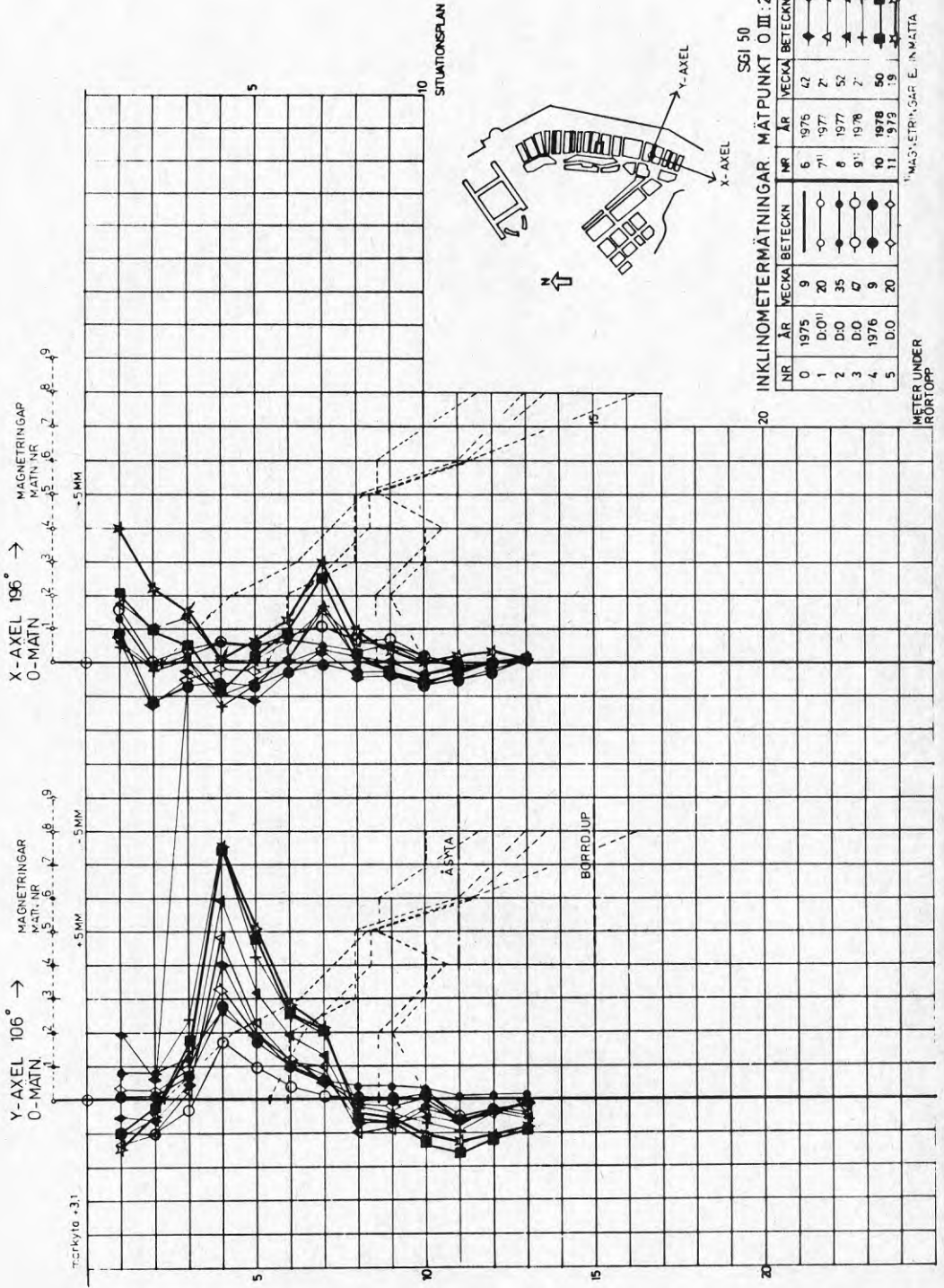
SITUATIONSPLAN



- 1 FELMARGINALER
- / MÄTRÖRETS LÄGE (UNDRE SKALAN)
- β RÖRELSETREND 751122-781214

 STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT	GAMLA STAN HORIZONTALRÖRELSEMÄTNING MÄTRÖR NR SGI 50	
	UPPSALA 20 514 DAT. 1979-04-12 S.S.K. L.ÖN	S.S. DIAGR.

BILAGA B:12





STATENS  
GEOTEKNISKA  
INSTITUT

# GAMLA STAN

## HORISONTALRÖRELSEMÄTNING

### MÄTRÖR NR SGI 50

UPPDRAG 20514 226

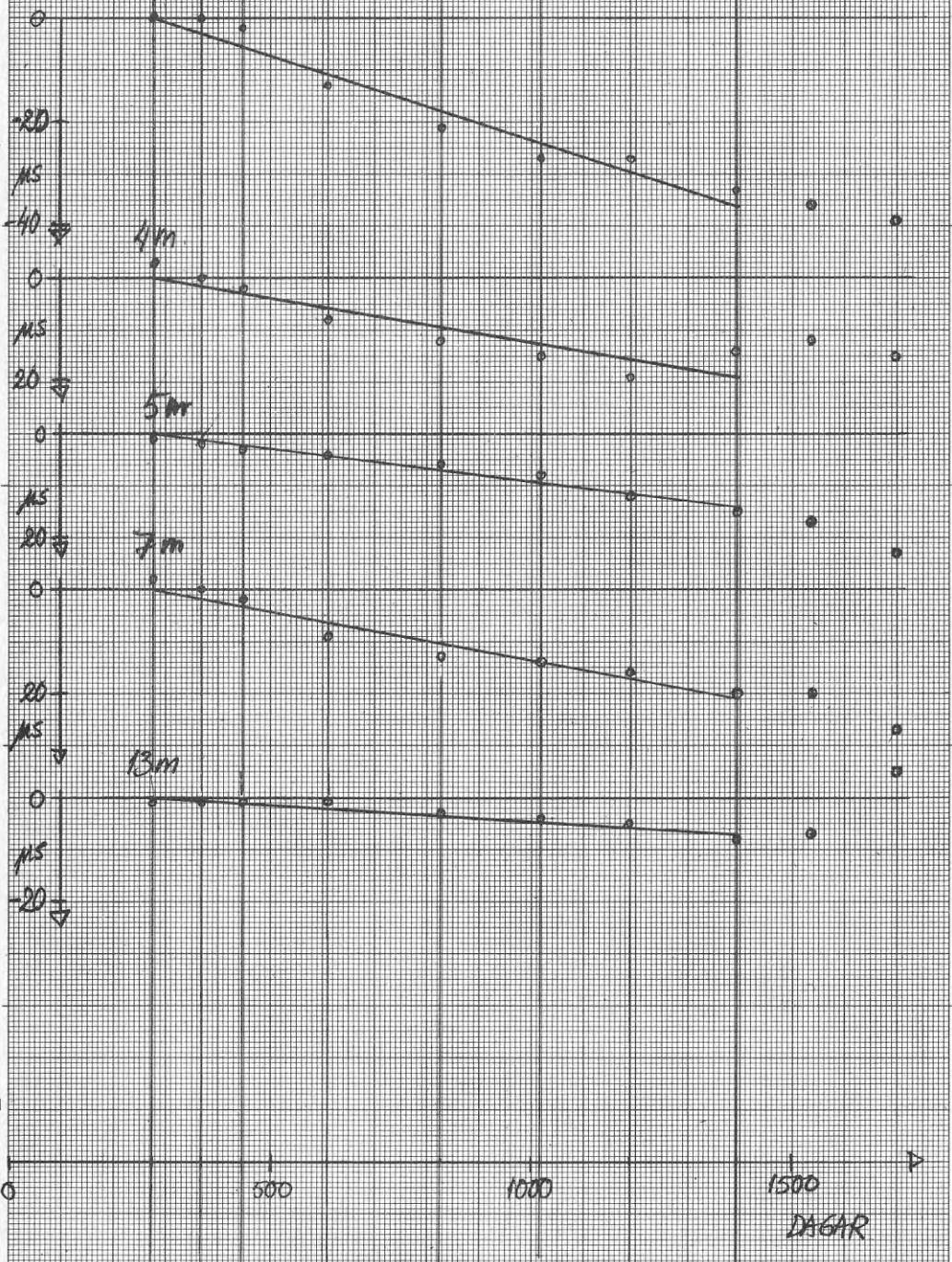
DAT 1979-04-12

SIGN. Wen

BLAC BILAGA B:13

DJUP UNDER  
RÖRTOPP 3 m

LUTNINGÄNDRINGAR I Y-LED



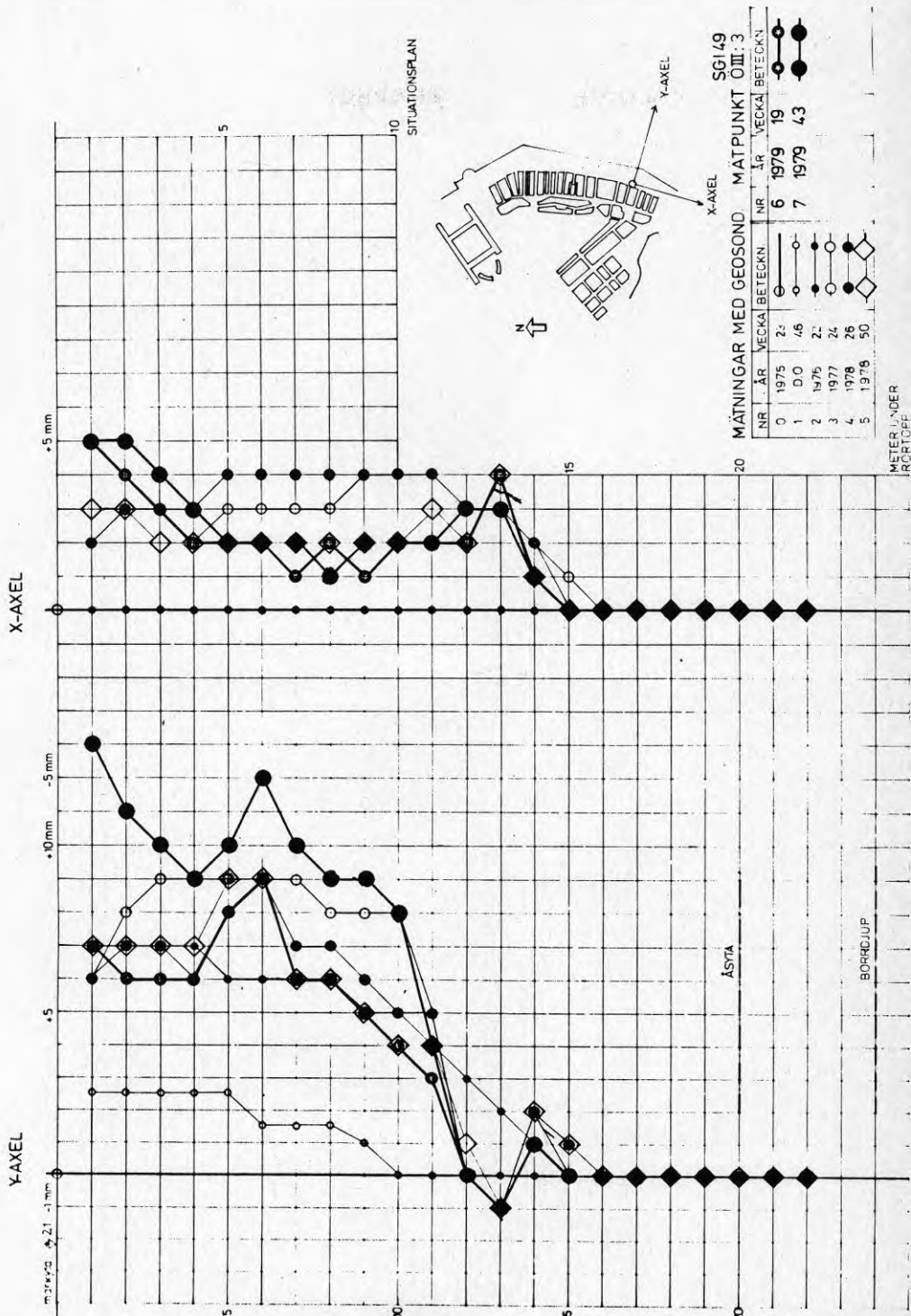
514 A4  
IS 73 25 01



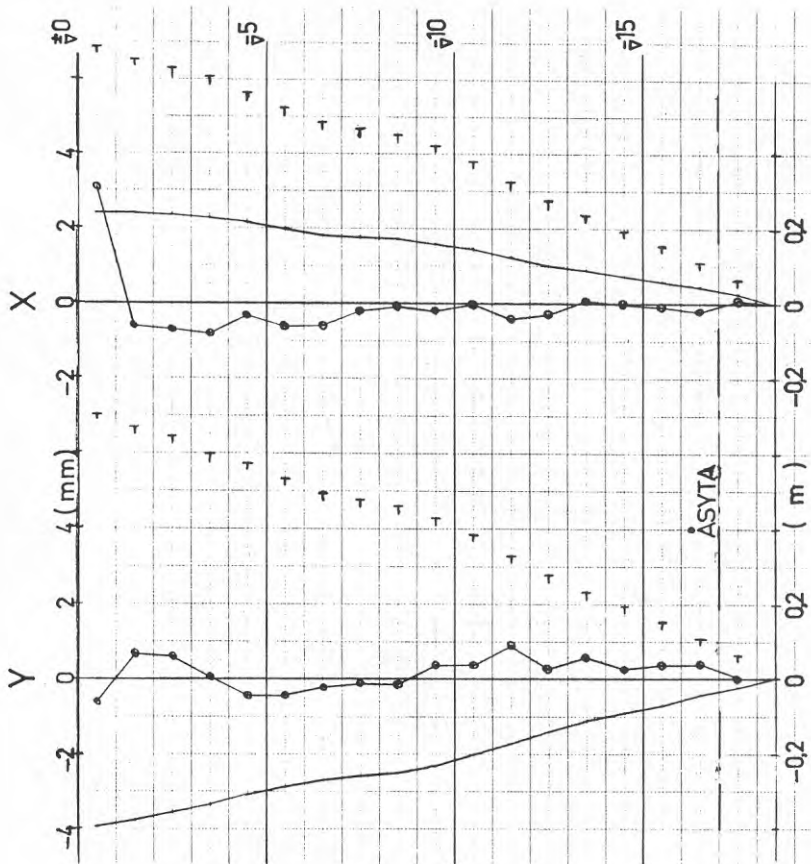
P 1624



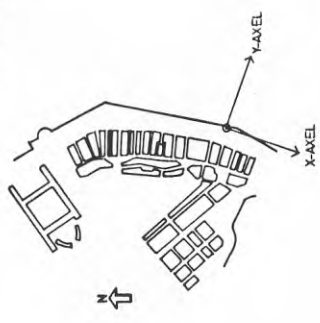
BILAGA B:14



RÖRTOPPENS NIVÅ



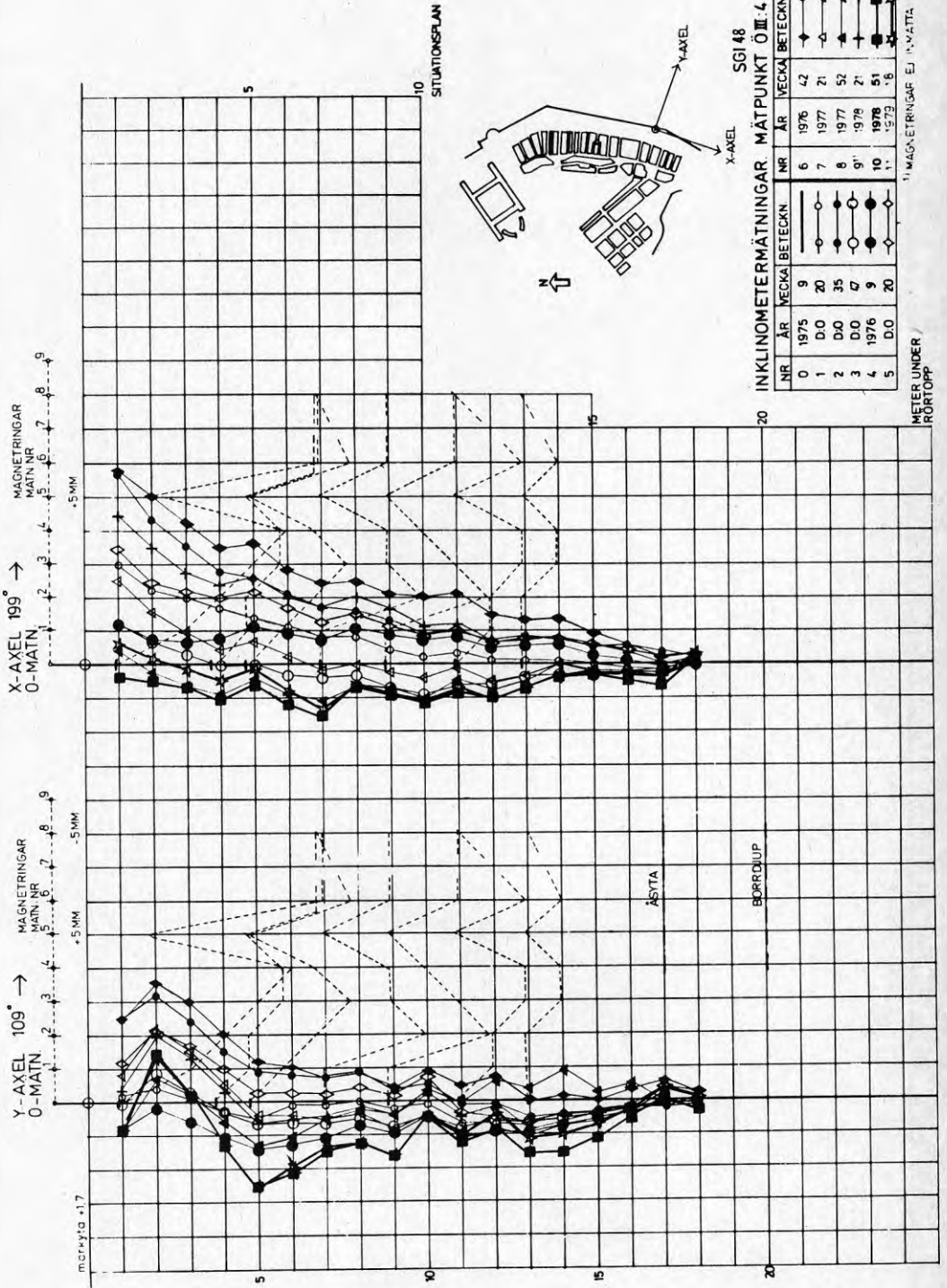
SITUATIONSPLAN



- F E L M A R G I N A L E R
- M Ä T R Ö R E T S L Ä G E ( U N D R E S K A L A N )
- β R Ö R E L S E T R E N D 7 5 0 5 2 8 - 7 8 0 5 2 3

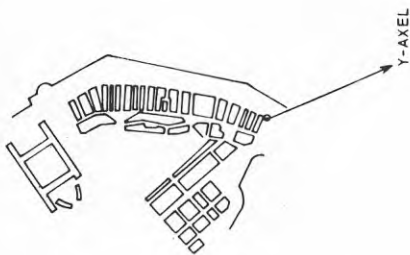
 STATENS GEOTEKNISKA INSTITUTET	GAMLA STÅN HORIZONTALRÖRELSMÄTNING MÄTRÖR NR SGI 48	PROJEKT 20514 D 1978-04-12 SKALA 1/50 SVDIAGR.
---	---	---

BILAGA B:16



BILAGA B:17

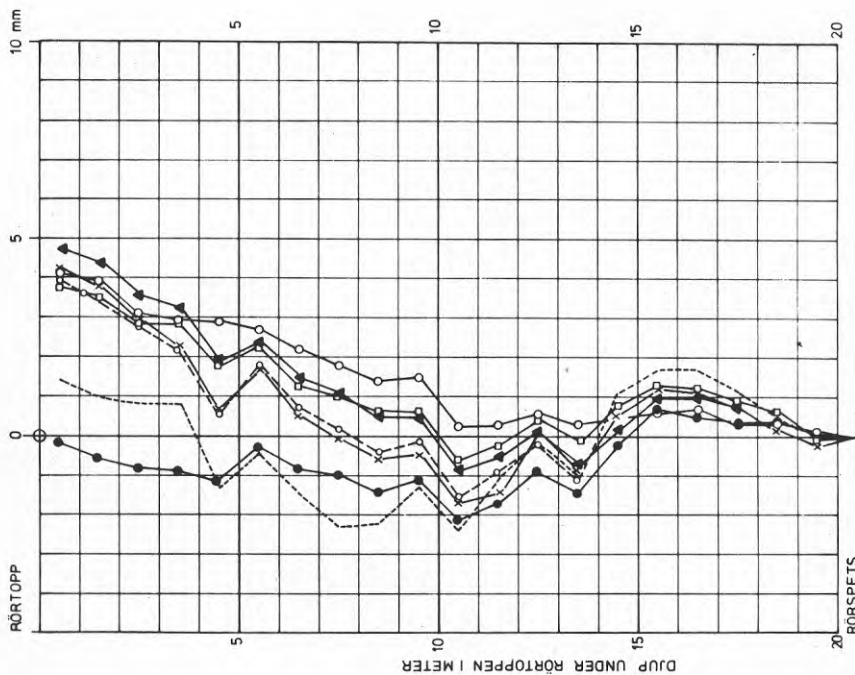
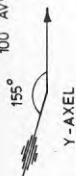
SITUATIONSPÅN



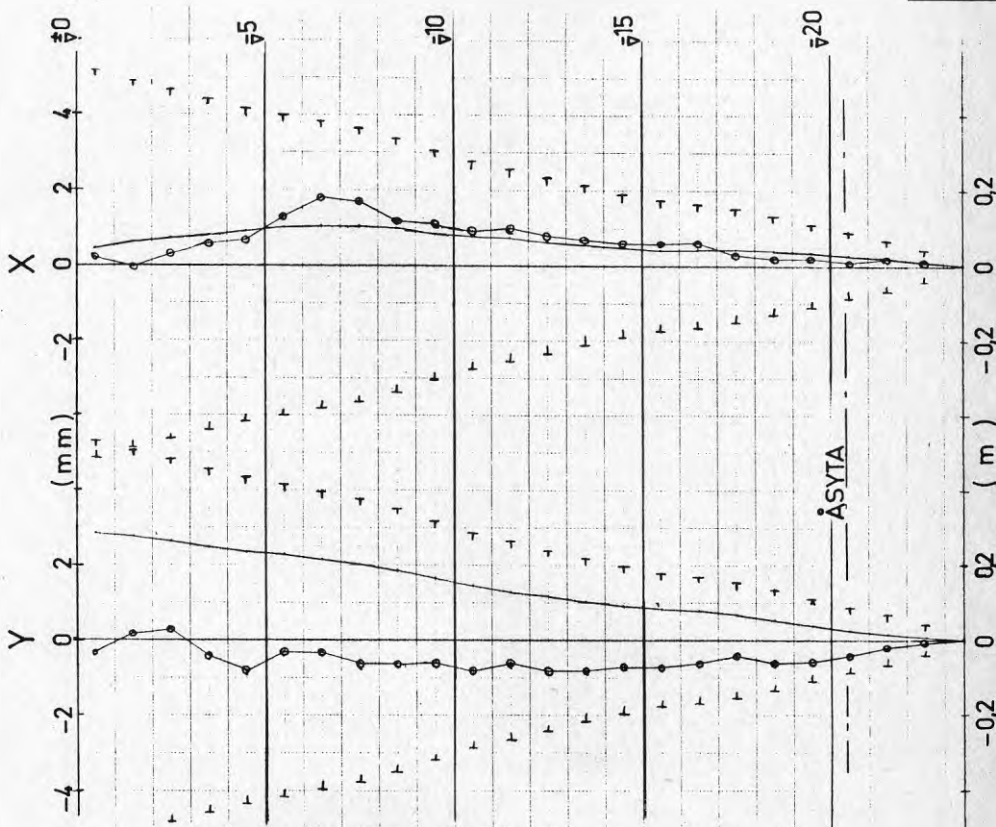
INKLIMETERMÄTNINGAR  
MÄTPUNKT SLUSSPLAN SGI 2

DATUM	BETECKN.
4.11.1969	○
20.1.1970	●
20.4.1970	○
17.6.1970	▲
14.10.1970	□
17.5.1971	x
21.9.1971	—
16.3.1972	---

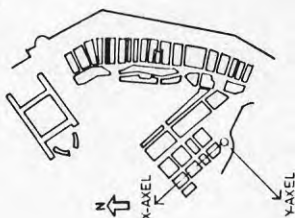
100° AVVIKELSE FRÅN NORRLINJEN



RÖRTOPPENS NIVÅ



SITUATIONSPLAN

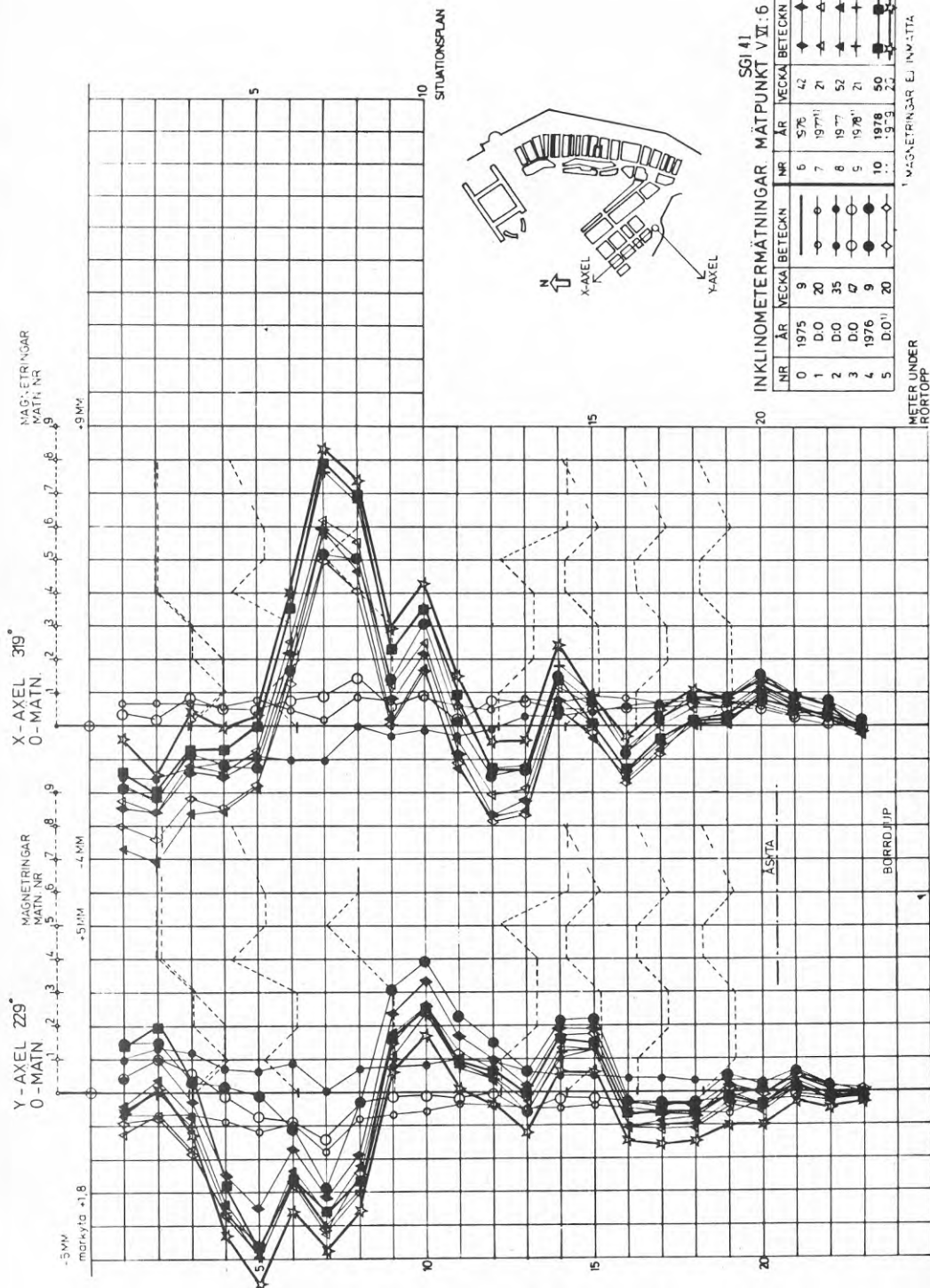


- † F FELMARGINALER
- / MÄTRÖRETS LÄGE (UNDRE SKALAN)
- β RÖRELSETREND 760511-780524

 STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT	GAMLA STAN HORIZONTALRÖRELSEMÄTNING MÄTRÖR NR SGI 41	PROJEKT 20514 D. 1979-04-12 S.S. /ben B.L. D'AGR.

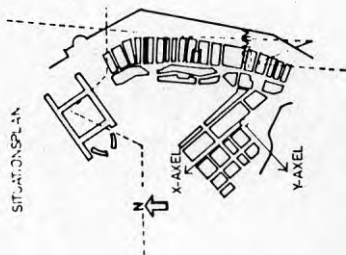
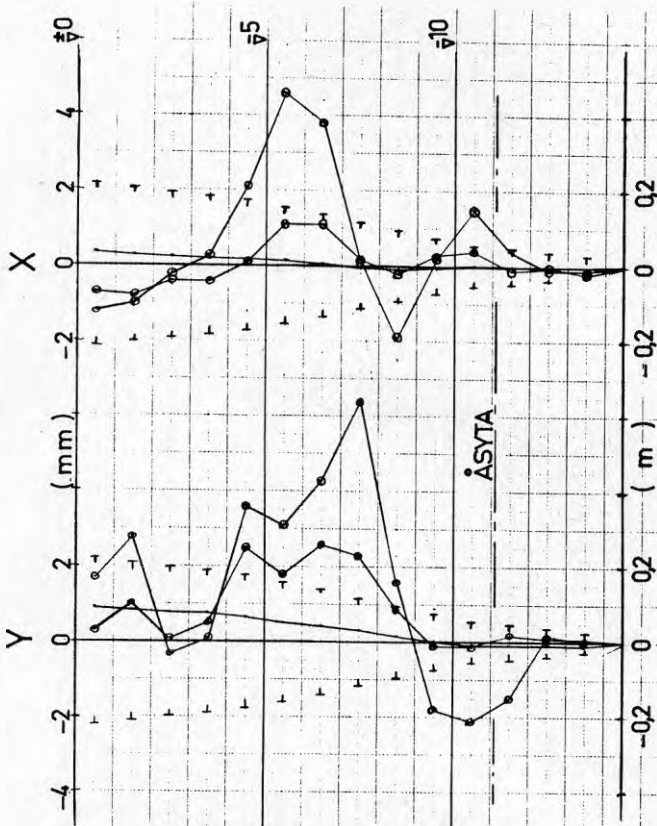


BILAGA B:19



MÄTNINGAR EJ INVÄTTA  
METER UNDER  
RÖRTOPP

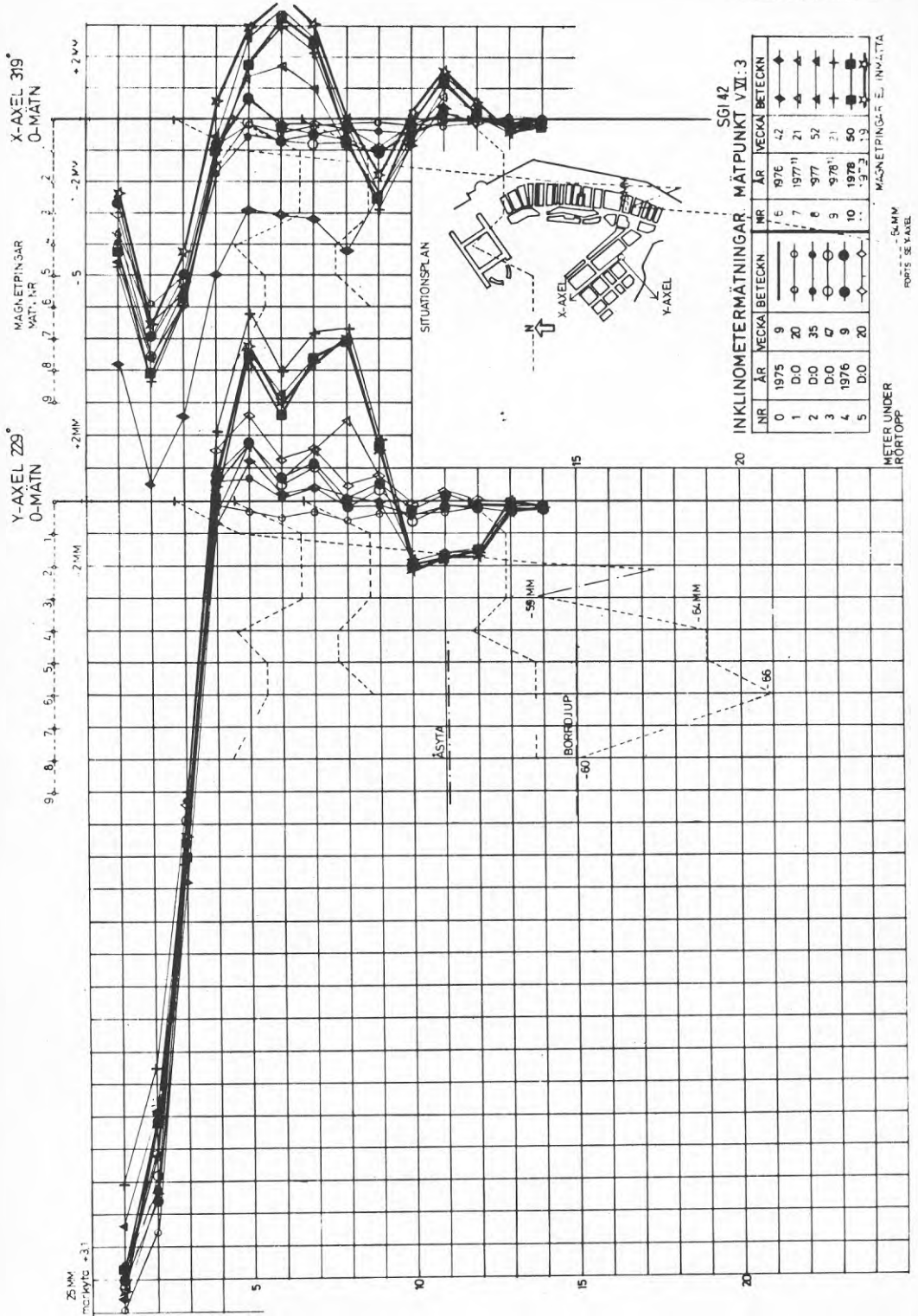
RÖRTOPPENS NIVÅ



- - FELMARGINALER
- / MÄTRÖRETS LÄGE (UNDRE SKALAN)
- ∅ RÖRELSETREND 751123-781215
- 770528-781215

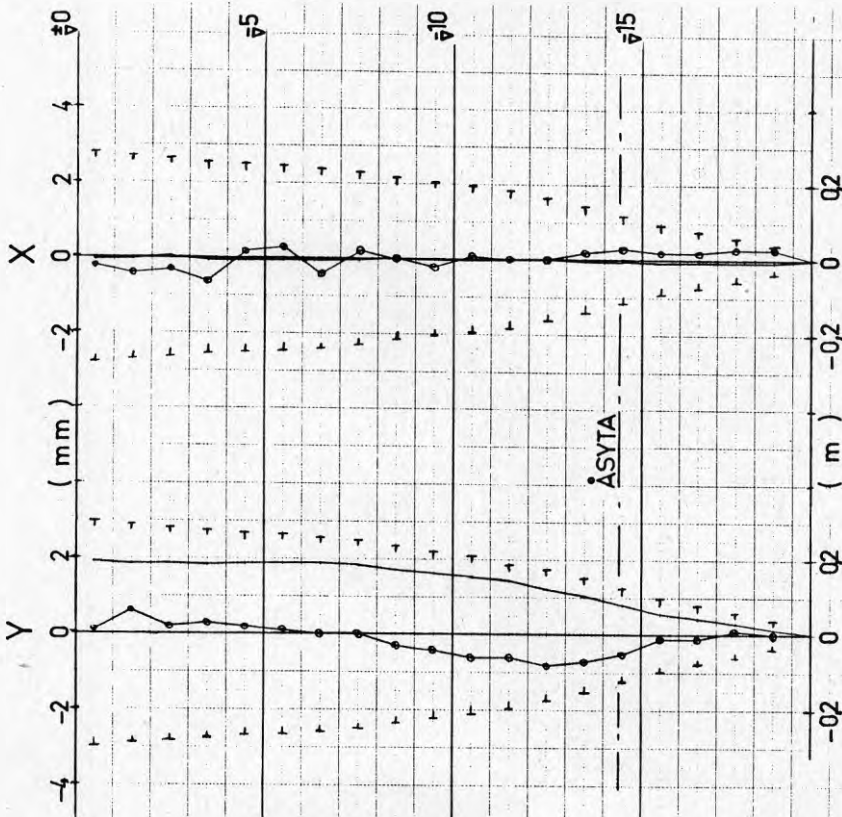
 STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT	GAMLA STAN HORIZONTALRÖRELSEMÄTNING MÄTRÖR NR SGI 42		PROJEKT 20514 D. 1979-04-12 SÖN Len
			3A3 DIAGR.

BILAGA B:21

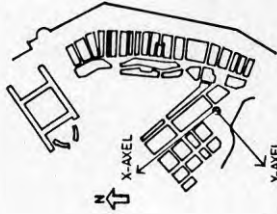


## BILAGA B:22

RÖRTOPPENS NIVÅ



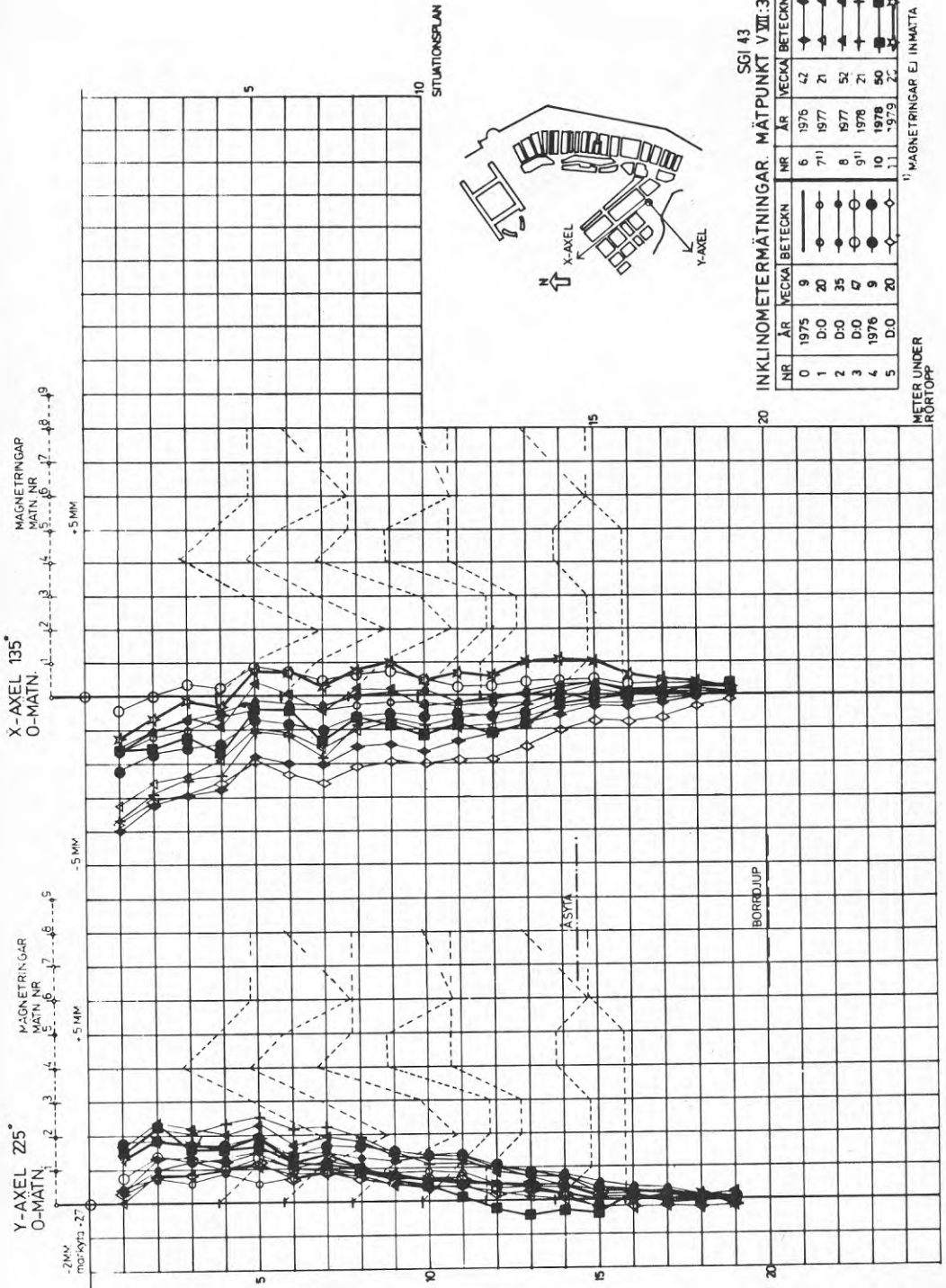
SITUATIONSPLAN



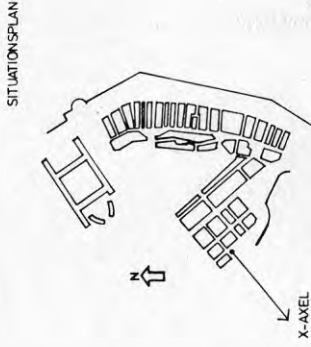
- †-† FELMARGINALER
- / MÄTRÖRETS LÄGE (UNDRE SKALAN)
- ♣ RÖRELSETREND 751123-781215

 STATENS GEOTEKNISKA INSTITUTET	GAMLA STAN HORIZONTALRÖRELSEMÄTNING MÄTRÖR NR SGI 43		PROJEKT 20514 DÅT. 1979-04-12 SKALA 1/50 BLADDIAGR.

BILAGA B:23

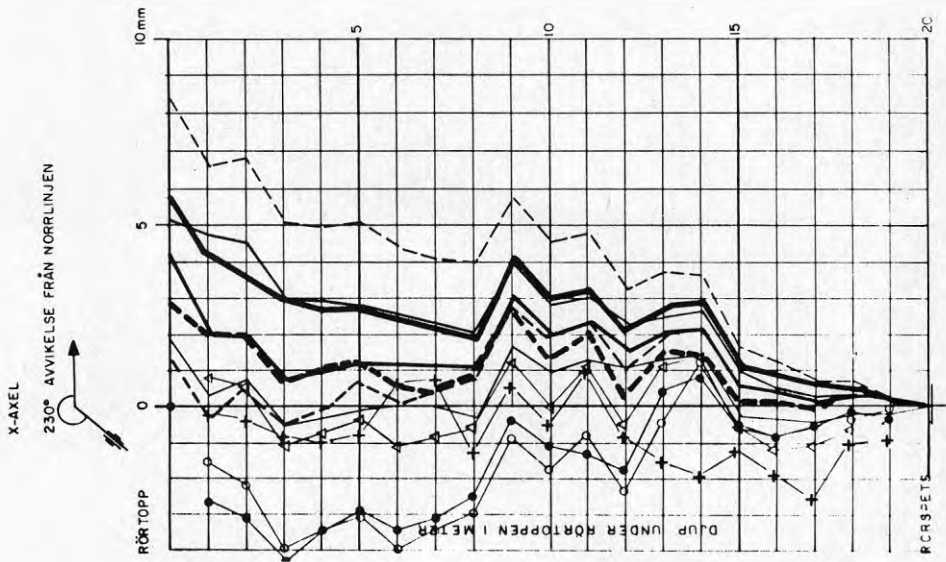


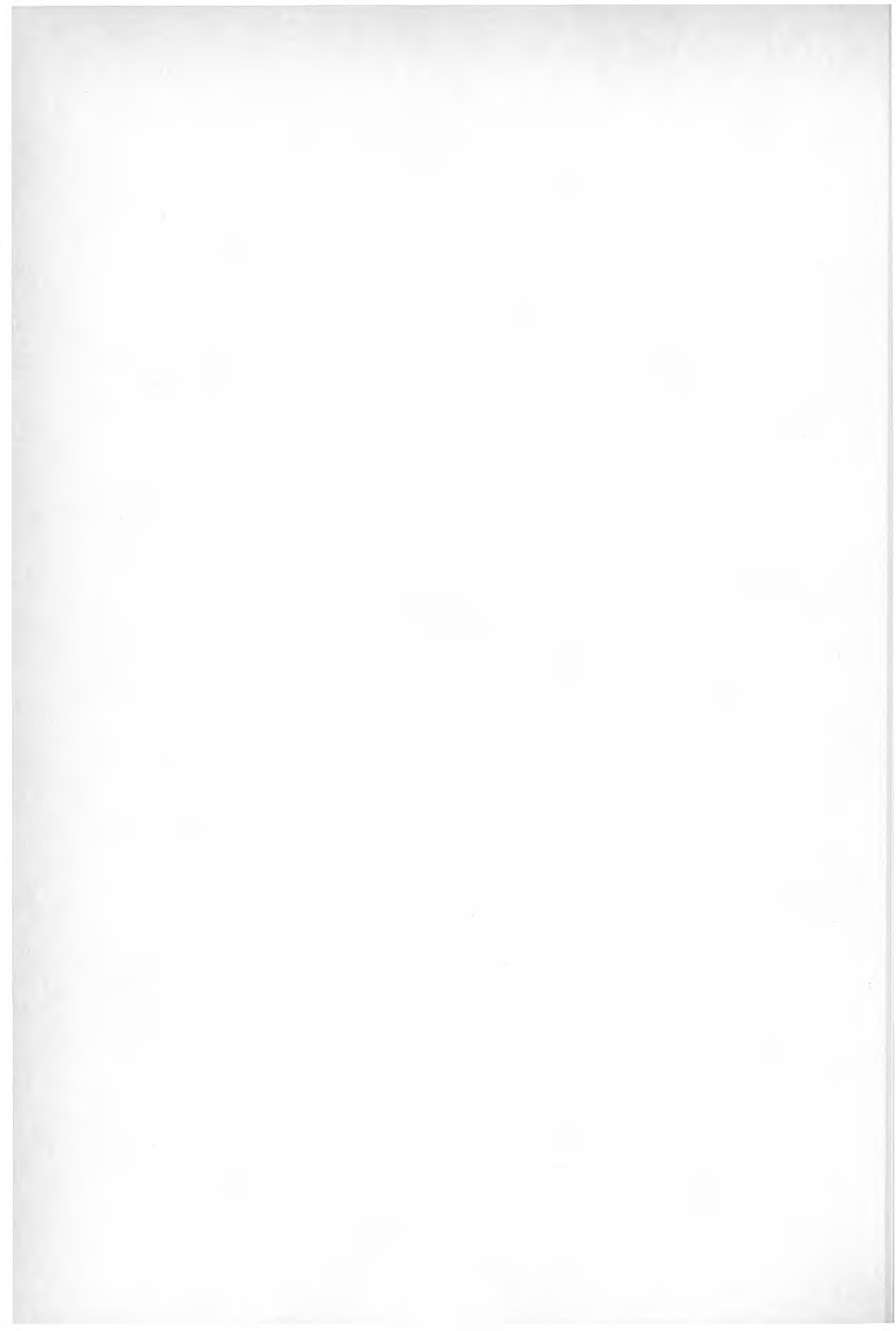




INKLINOMETERMÄTNINGAR. MÄTPUNKT MÄLARTORGET SGI 3

NR	ÅR	VECKA	BETECKN	NR	ÅR	VECKA	BETECKN
0	1971	21	○	6	1973	26	—
1	D.O	39	—	7	1976	20	—
2	1972	10	—	8	1975	43	—
3	D.O	31	—	9	1977	21	+
4	D.O	47	—	10	1977	52	○
5	1973	11	—	11	1978	21	●





KUNGL TEKNISKA HÖGSKOLAN  
Institutionen för geodesi  
100 44 STOCKHOLM

MÄTNING AV HÖRISONTALRÖRELSER I BYGGNADER MED MEKOMETER  
OCH TEODOLIT

av

Göran Galvenius

INNEHÅLL

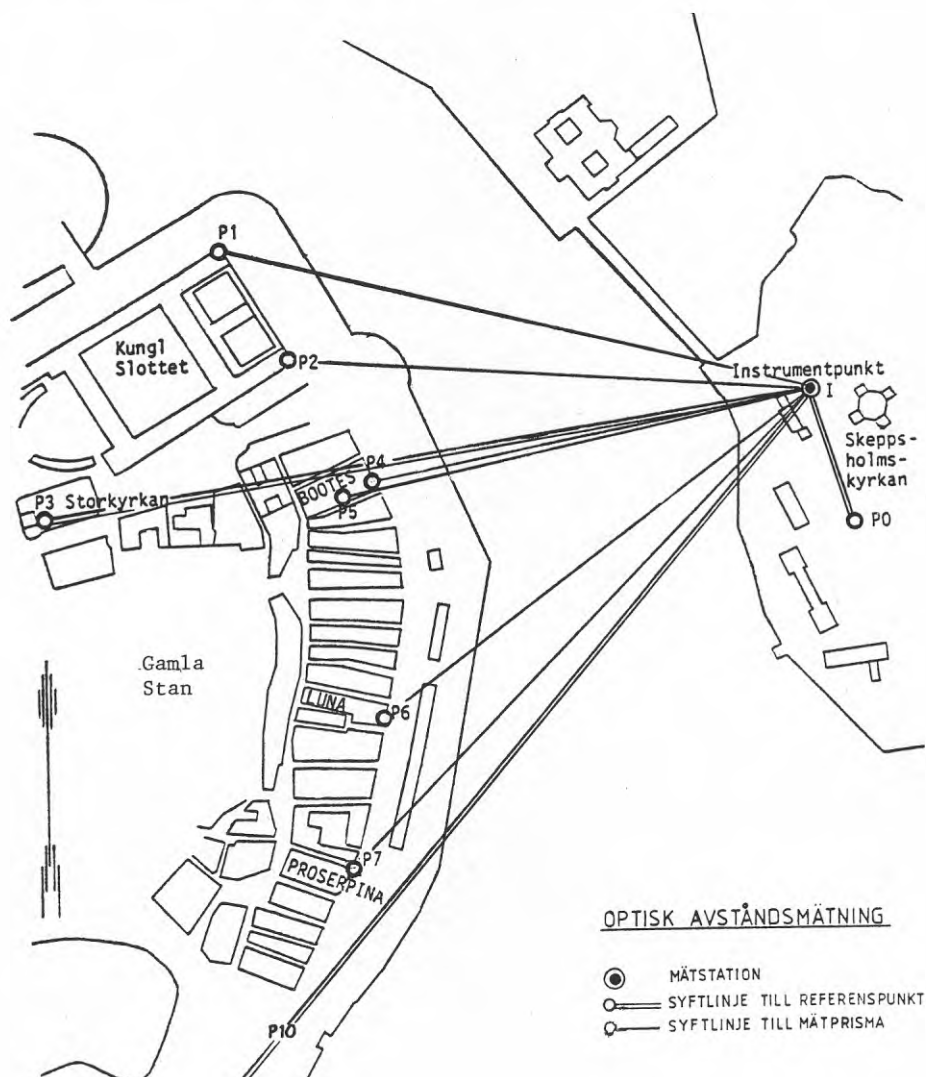
1	INLEDNING .....
2	GEODETISKA MÄTNINGAR .....
3	AVSTANDSMÄTNING .....
4	MÄTNING AV HJÄLPSTORHETER .....
5	KORREKTIONSBERÄKNINGAR .....
6	HORISONTALVINKELMÄTNING .....
7	REGRESSIONSANALYS OCH SIGNIFIKANSBESTÄMNING .....
8	SLUTSATSER .....
	LITTERATUR .....

Stockholm 1980

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag nr 740056-7 från Statens råd för byggnadsforskning till Stockholms fastighetskontor.

## 1 INLEDNING

Sedan 1975 pågår översiktliga rörelsemätningar för testning av en hypotes att jord och byggnader utmed Skeppsbron i Gamla Stan sakta glider ut i Saltsjön mot öster. Bland annat mäts vinklar och avstånd från Skeppsholmen mot byggnader vid eller nära Skeppsbron. I denna rapport redovisas resultat från hittills utförda mätningar och en efterföljande statistisk analys.



## 2 GEODETISKA MÄTNINGAR

Samtliga här redovisade mätningar har geomförts under författarens direkta ledning. Observatörer och operatörer har varierat något. Vid avståndsmätningarna har ytterligare personal från geodetiska institutionen vid KTH och från Stockholms fastighetskontor medverkat.

Efter rekognosering konstaterades att lämpligaste berggrund som bas för de geodetiska planmätningarna fanns på Skeppsholmen på andra sidan hamnbassängen vid Skeppsbrokajen. Från en berghäll nedanför Skeppsholmskyrkan fanns direkt sikt till alla husfasader längs Skeppsbron. Från en fixpunkt (instrumentpunkten) på denna berghäll skulle eventuella husrörelser sannolikt ge sig till känna som avståndändringar. Till de sydligast belägna mätningarna hade man dessutom att räkna med observerbara riktningändringar.

Den geodetiska mätmetod, som låg närmast till hands för lösning av mätuppgiften, var återkommande avståndsmätningar. Hamnbassängen mellan instrumentpunkten och Skeppsbrohusens fasader utslöt att avstånden mättes med mätband (utom möjligen på is under vintern). Endast elektrooptisk distansmätning (EDM) eller någon form av avskärning med precisionsteodolit utgjorde tänkbara mätalternativ. Från arbetsekonomisk synpunkt var det första av dessa alternativ mest lockande. Endast bristande mätnoggrannhet syntes till en början tala emot metoden.

Enligt en av f.d. överarkitekten Arthur Löwe uppställd hypotes skulle horisontalrörelserna i riktning mot Skeppsholmen kunna vara av storleksordningen 3 mm/år. Med gängse EDM-instrument hade man för de aktuella avstånden att i bästa fall räkna med mätmedelfel av storleksordningen  $\pm 5$  mm. En relativt långt utdragen mätningstid skulle därför krävas, innan någon punktförflyttning med säkerhet kunde konstateras.

Ungefär vid den tidpunkt, då mätmetod skulle väljas, inköpte det svenska gruvbolaget LKAB ett nytt EDM-instrument, Mekometer 3000, som tillverkas av den schweiziska instrumentfirman Kern. Detta instrument var det första i sitt slag i vårt land. Dess noggrannhet kännetecknas enligt reklamen av att medelfelet i ett enstaka längdmätvärde är

$$\pm(0,2 \text{ mm} + 1,0 \cdot 10^{-6} \cdot d)$$

då d betecknar det mätta avståndet. På de aktuella avstånden mellan 300 och 600 m skulle man således kunna räkna med medelfel icke överstigande  $\pm 0,5$  resp.  $\pm 0,8$  mm. Därmed ställdes i utsikt att redan ett års mätningar skulle kunna ge besked om signifikanta lägesändringar. Avskärning grundad på en precisionsvinkel-mätning skulle enligt bedömningen knappast ge jämförbar noggrannhet.

Det beslutades att avstånd skulle mätas med Mekometer 3000 från instrumentpunkten på Skeppsholmen. Avståndsmätningarna skulle kompletteras med vinkelmätning med precisionsteodolit från samma instrumentpunkt. Därmed skulle eventuella rörelsekomponenter vinkelräta mot siktlinjerna också kunna verifieras. Vinkelmät-



ningen förväntades dock inte ge samma noggrannhet som avståndsmätningen. På grund av osäkerheten i vinkelmätning mot fasadpunkterna hade man att räkna med lägesmedelfel av storleksordningen 1-2 mm i rät vinkel mot siktlinjen.

Mätningarna skulle enligt A. Löwes önskemål ske dels mot två baspunkter, P0 på Skeppsholmen och P3 på Storkyrkan, dels mot sex mätpunkter, P1, P2, P4, P5, P6 och P7, på husfasader (fasadpunkter) vid eller i närheten av Skeppsbron. Punkternas lägen och relativa höjder framgår av fig 1 och tabell 4.1

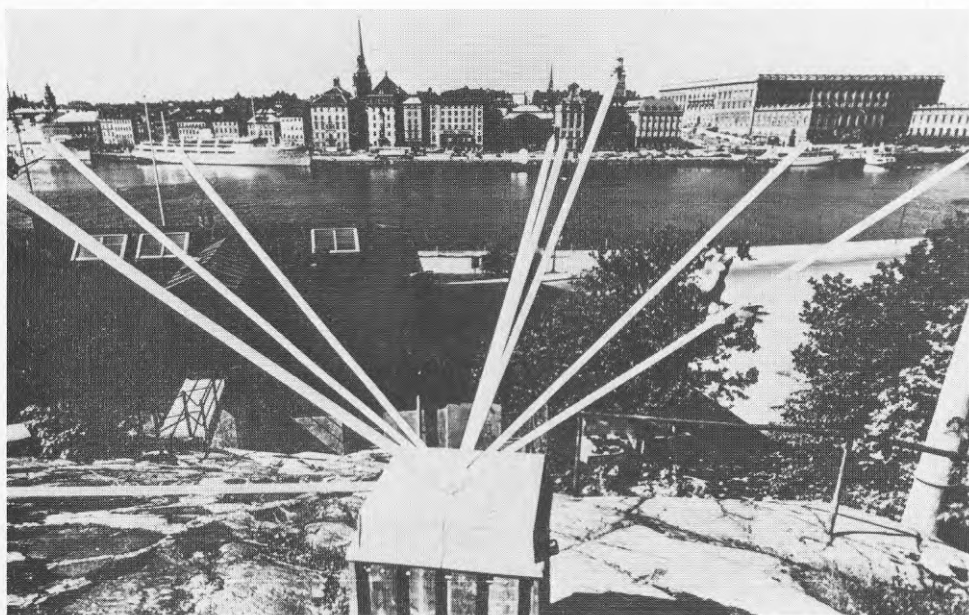


Fig 2. Vy över mätpunkter från instrumentpunkten på Skeppsholmen.

### 3 AVSTANDSMÄTNING

De första mät- och beräkningsarbetena utfördes under hösten 1975 och kompletterades med liknande arbeten under våren 1976. De ingick i ett examensarbete utfört av tre teknologer vid sektionen för lantmåteri inom Kungl Tekniska högskolan [2]. Examensarbetet omfattade avståndsmätning vid två mättillfällen och vinkelmätning vid ett enda mättillfälle. I mätarbetena har dock även personal från saneringskansliet (numera kultursektionen) och överingenjör K. Kangas vid LKAB deltagit aktivt.



Fig 3. Mekometermätning från instrumentpunkten på Skeppsholmen.

En tredje avståndsmätning utfördes från Skeppsholmen under oktober 1976.

Vid vardera av de två första mättillfällena hade avstånden till samtliga mätpunkter, utom baspunkten PO, av tids- och kostnads-skäl bara mätts en enda gång. Varje enskild mätning hade omfattat 5 avläsningar. Därigenom hade möjligheter skapats till skattning av mätmetodens repeterbarhet men däremot inte till skattning av dess reproducerbarhet.

Vid det tredje mättillfället upprepades mätningarna mot samtliga mätpunkter en andra gång och mot baspunkten PO även en tredje gång. En säkrare, statistisk hypotesprövning av förmodade lägesändringar skulle därigenom bli möjlig. I det närmaste samma program följdes vid mätningar i augusti 1977. Vid dessa mätningar användes en av Försvarets materielverk nyanskaffad Mekometer.

Under hösten 1978 gjordes avståndsmätningar vid fyra olika tillfällen ett i vardera av månaderna september, oktober, november och december. Dessa mätningar betingades av ett examensarbete som syftade till bestämning av additions- och multiplikationskonstanternas stabilitet hos den Mekometer 3000, som strax dessförinnan inköpts av Tekniska högskolans geodetiska institution

tillsammans med Statens råd för byggnadsforskning, Statens lantmäteriverk och Statens vägverk. Additionskonstanten är en korrektionsterm, som med sitt tecken adderas till mätvärdet och multiplikationskonstanten en korrektionsfaktor, med vilken mätvärdet multipliceras. När Mekometern ändå var på plats utökades de för examensarbetet nödvändiga mätningarna mot baspunkter med mätningar mot fasadpunkter.

Resultaten från tidigare avståndsmätningar antydde att baspunkt P3 på Storkyrkans torn inte uppfyllde det önskade stabilitetskravet. Det fanns anledning misstänka att punktens läge varierade systematiskt med årstiden. Av denna anledning utökades antalet baspunkter från och med mätningarna i september 1978 med en tredje baspunkt (P10). Dennas reflektorfäste monterades på en husfasad vid Södermalmstorg (Hornsgatan 1) på ett betydligt större avstånd (994 m) från instrumentpunkten på Skeppsholmen än Storkyrkopunkten P3.

Redan vid föregående mättillfälle (hösten 1977) hade observerats, att gängorna på reflektorhuset skadats och att reflektorn endast med svårighet kunde skruvas fast stadigt på några av bas- och fasadpunkternas reflektorfästen. Reflektorhuset försågs med en ny och djupare gängning samtidigt som nya reflektorfästen, anpassade till den nya gängningen, monterades i de aktuella bas- och fasadpunkternas omedelbara närhet. Ett N och ett G efter nummerbeteckningen gör det möjligt att skilja den nya och den gamla punkten åt.

För mätningarna i oktober 1978 dubblerades även återstående fasadpunkter. Framtida avståndsmätningar förutsattes i huvudsak begränsade till de med N betecknade nypunkterna.

Samtliga mätningar hösten 1978 utfördes av författaren och de två examensarbetande teknologerna. Några resultat från mätningarna i oktober måste utgå sedan det konstaterats att de utförts med brister i horisontering eller centrering.

En sista avståndsmätning utfördes hösten 1979 med författaren och civilingenjör Erik Hoff som operatörer.

## 4 MÄTNING AV HJÄLPSTORHETER

Avståndsmätningarna har inte bara syftat till direkt observation av avstånd utan också till bestämning av hjälpstorheter såsom temperatur och tryck.

De med Mekometern observerade avstånden behöver korrigeras, dels med hänsyn till de varierande atmosfäriska förhållandena, dels med hänsyn till Mekometerns aktuella fysikaliska tillstånd vid mättillfället. En kortfattad beskrivning av de för dessa korrigeringar nödvändiga mätningarna av hjälpstorheter kan vara av intresse.

Ljusets hastighet och därmed också Mekometerljusets modulationsväglängd förändras med luftens fysikaliska tillstånd. Det fysikaliska tillståndet hos luften bestäms i första hand av tryck och temperatur.

Mekometern har en elektromagnetisk kompensator, som reglerar modulationsväglängden till ett bestämt konstant värde, som i grova drag är oberoende av den omgivande atmosfärens tillstånd.

Det med Mekometern observerade avståndet är riktigt endast om mätljuset utefter hela vägen från sändare till reflektor och mottagare fortplantar sig i en homogen atmosfär med oförändrat fysikaliskt tillstånd. Är så inte fallet är det nödvändigt att skaffa upplysningar om luftens temperatur och tryck på flera punkter utefter ljusvägen och efteråt korrigera mätningarna med hänsyn till temperatur- och tryckdifferenserna.

Vid samtliga avståndsmätningar fram till och med hösten 1978 har temperaturmätningen skett med instrument utrustade med termistorer som temperaturgivare. Vid det första mättillfället användes geodetiska institutionens instrument. Dessa byttes vid närmast följande mättillfälle ut mot mera moderna och snabbmätande instrument av likartat slag. Dessa hade hyrts av konsultfirman Orrje & Co. Vid det sista mättillfället utbyttes termistormätarna mot digitalvisande motståndstermometrar av fabrikatet Jenway. Dessa som inköpts av geodetiska institutionen kännetecknas efter kalibrering enligt tillverkaren av maximalfelet  $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$ . Använda temperaturmätare har kalibrerats med normaltermometer tillhörig geodetiska institutionen. Normaltermometern hade tidigare kalibrerats av Statens provningsanstalt.

I samband med avståndsmätning har temperatur mätts inte bara på instrumentpunkten utan samtidigt på ytterligare en eller två punkter utefter ljusvägen. Den ena av dessa punkter har alltid varit reflektorpunkten eller en punkt några meter från denna. Den andra punktens läge har varierat något.

Vid det första mättillfället avlästes temperaturer i punkter i närheten av ljusvägen över hamnbassängen. Termistorerna hölls på rätt höjd (mellan -1 och +18 m över instrumentpunkten alltefter reflektorpunkternas nivåer) med hjälp av en väderballong uppsänd från motorbåt.

Då det visade sig tidskrävande att dirigera väderballongen till önskat läge i närheten av ljusvägen utbyttes temperaturmätning

med hjälp av ballong mot temperaturmätning på land vid övriga mättillfällen. Vid avståndsmätning mot fasadpunkterna utefter Skeppsbron (P1, P2, P4, P5, P6 och P7) valdes temperaturmät-punkterna på kajkanten i närheten av ljusvägen på höjder varierande mellan 3 och 4 m under instrumentpunkten. Vid mätning mot den långa basens reflektorpunkt (P3 Storkyrkan) på höjden 47,4 m över instrumentpunkten placerades temperaturmätaren upphissad i en flaggstång på taket till televerkets hus vid Slottsbacken någorlunda i närheten av vertikalplanet genom ljusvägen.

Vid mätning mot den nya baspunkten P10 vid Södermalmstorg fästes temperaturmätarens känselkropp i änden på ett metspö som fördes ut till en punkt nära ljusvägen genom ett fönster i en av de sydligaste byggnaderna längs Skeppsbron.

Lufttrycket varierar mera lagbundet med höjden över havet (geoiden) än temperaturen. Det är bl.a. denna lagbundenhet, som gör det möjligt att bestämma nivåskillnader genom tryckmätning med barometer, s.k. barometerhöjdmätning.

Mekometern korrigerar automatiskt för lufttrycket på instrumentpunkten. Endast avvikelser från detta lufttryck längs ljusvägen föranleder lufttryckskorrigerings av mätta avstånd. På grund av det starka höjdberoendet ändras dessa lufttrycksavvikelser så obetydligt mellan mättillfällena, att de kan betraktas som konstanta.

Vid det första mättillfället mättes lufttryck i både instrument- och reflektorpunkterna. Vid senare mättillfällen har ur höjdmät-data beräknade tryckdifferenser fått bestämma tryckkorrektio-nerna. För beräkning av tryckkorrektionerna vid övriga mättill-fällen användes en från den s.k. barometerekvationen härledd korrektionsformel.

Punkternas höjder över centreringsplattans överyta på instru-mentpunkten bestämdes genom trigonometrisk höjdmätning vid ett särskilt mättillfälle. Resultaten från denna mätning redovisas i tabell 4.1. Höjden för punkten P10 bestämdes dock först hösten 1978 genom avvägning från en närbelägen precisionsnivåfix [9]. Vid samma tillfälle bestämdes mätpelarens nivå i förhållan-de till Stockholms kommuns s.k. nollplan till 11,695 m. Genom denna bestämning har samtliga mätpunkters nivåer i Stockholms system kunnat redovisas i tabell 4.1



punkt		höjd i m	nivåer i kommunens höjdsystem
nr	läge		
P0 Bas	Skeppsholmen	+0,86	+12,55
P1G	Kungl Slottet, Norra Logårdsflygeln	-4,22	+ 7,47
P1N	Kungl Slottet, Norra Logårdsflygeln	-3,80	+ 7,89
P2G	Kungl Slottet, Södra Logårdsflygeln	-4,03	+ 7,66
P2N	Kungl Slottet, Södra Logårdsflygeln	-3,63	+ 8,06
P3G Bas	Storkyrkans torn	+47,37	+59,06
P3N Bas	Storkyrkans torn	+48,53	+60,22
P4G	Kv. Bootes, Skeppsbron	-4,63	+ 7,06
P4N	Kv. Bootes, Skeppsbron	-5,10	+ 6,59
P5G	Kv. Bootes, Skeppar Karls gränd	-2,18	+ 9,51
P5N	Kv. Bootes, Skeppar Karls gränd	-3,26	+ 8,43
P6G	Kv. Luna, Skeppsbron	-4,44	+ 7,25
P6N	Kv. Luna, Skeppsbron	-4,33	+ 7,36
P7G	Kv. Proserpina, Tullgränd	-4,57	+ 7,12
P7N	Kv. Proserpina, Tullgränd	-4,37	+ 7,32
P10 Bas	Södermalmstorg (Hornsgatan 1)	+9,19	+20,88

Tabell 4.1 Höjder och nivåer för reflektorpunkter. Höjderna gäller i förhållande till centreringsplattans överyta på instrumentpunkten. Nivåerna gäller i förhållande till Stockholms kommuns nollplan.

## 5 KORREKTIONSBERÄKNINGAR

Eftersom de sökta punktrörelserna bestäms ur differenser mellan avstånd, som mätts vid olika tillfällen, så är det av vikt att de mätta avstånden avser samma storheter och uttrycks i samma måttenheter.

Genom omsorgsfulla åtgärder har garanti givits för oförändrade definitioner av instrumentpunktens och reflektorpunkternas lägen vid olika måttillfällen. EDM-instrumentet (Mekometer 3000) har under avståndsmätningen varit låst i en bajonettfattning på en centreringsplatta (fotplatta) fastgjuten på en i berg förankrad betongplint (instrumentpunkten I; se fig 1) på Skeppsholmen. Genom låsanordningen har instrumentets mekaniska referenspunkt garanterats ett praktiskt taget oförändrat läge från ett måttillfälle till ett annat (tvångscentrering).

Reflektorpunkterna P1-P7 har under mätningarna utmärkts med ett och samma tvångscenterade reflektorprisma. För dessa punkter kan man därför räkna med lägesförändringar icke överstigande någon enstaka tiondedels millimeter mellan måttillfallen. Speciell omsorg har lagts ned på lägesstabiliteten hos den korta basens reflektorändpunkt (P0). Denna punkt har förlagts till en annan i berg förankrad betongplint på Skeppsholmen på ungefär 120 m avstånd från instrumentpunkten. Reflektorprismat har gjutits fast på plinten. Andra lägesförändringar än de, som betingas av att plintens överyta rör sig på grund av oregelbunden temperaturfördelning i betongen, är knappast att förvänta i detta fall.

Emellertid är det inte läget av mätinstrumentets och reflektorprismornas mekaniska referenspunkter utan av deras elektromagnetiska referenspunkter, som är av avgörande betydelse för mätnoggrannheten.

Dessa båda referenspunkter hos de konstruktivt sett enkla prismorna torde inte röra sig märkbart i förhållande till varandra. Hos mätinstrumentet, som har en tekniskt mera komplicerad konstruktion, ligger det annorlunda till. Man måste räkna med att instrumentets elektromagnetiska referenspunkt kan röra sig i förhållande till den mekaniska mellan måttillfallen. Ett mått på avståndet mellan dessa båda punkter i mätriktningen är instrumentets additionskonstant. En ändring i referenspunkternas inbördes lägen leder till en ändring av additionskonstanten. Om denna konstant adderas till det mätta avståndet erhålles det sökta avståndet.

De kristaller, som reglerar instrumentets modulationsfrekvenser, förändras mellan måttillfallen på grund av s.k. åldring. Dessa förändringar leder till varierande skalfel i avståndsmätningarna eller varierande värden på instrumentets s.k. multiplikationskonstant. Ett led i reduceringen av de mätfel, som förorsakas av att EDM-instrumentets additions- och multiplikationskonstanter varierar mellan måttillfallen, är mätningen av två eller flera olika långa baser med oföränderlig längd. Samtliga baser har instrumentpunkten som gemensam ändpunkt. Basernas andra ändpunkt är baspunkterna P0, P3G, P3N och P10.

## BILAGA 2:11

Eftersom det är avståndsändringen på den nivå mätpunkterna befinner sig och inte nödvändigtvis på havsytans nivå (geoidnivån) som är av intresse, så behöver någon korrektion för reducering av mätta avstånd till geoidnivån inte beräknas. Punkternas obetydliga nivå över geoiden gör dessutom sådana korrektioner betydelselösa.

Någon korrektion för mätljusstrålens lutning behöver inte heller beräknas, emedan lutningen inte i något fall undergår någon förändring av betydelse mellan mättillfällena.

Det ideala EDM-instrumentet arbetar med en modulationsvåglängd, som är oförändrad vid mätning i atmosfärer, som kännetecknas av olika fysikaliska tillstånd. Hos Mekometer 3000 finns en kompensator, som anpassar modulationsvåglängden till ett bestämt konstant värde oberoende av den atmosfär, som omger instrumentet. Denna kompensation är dock inte helt ideal. Vid höga krav på mätnoggrannhet måste mätresultaten därför korrigeras numeriskt.

Till samtliga mätta längder har följande fyra korrektioner adderats:

- $k_1$  för skillnad mellan mätljusets brytningsindex och de i kompensatorn verksamma mikrovågornas brytningsindex;
- $k_2$  för det enskilda instrumentets bristande kompenserande vid den närmast omgivande atmosfärens temperatur;
- $k_3$  på grund av att de fysikaliska förhållandena inte är desamma i den atmosfär som ljusstrålen passerar och den atmosfär som omger instrumentet och dess kompensator;
- $k_4$  på grund av additions- och multiplikationskonstanternas förändring med tiden hos instrumentet (s.k. baskorrektion).

Samtliga med  $k_1$ ,  $k_2$  och  $k_3$  korrigerade mätta avstånd redovisas i tabell 5.1. Samma avstånd dessutom korrigerade med  $k_4$  redovisas i tabell 5.2.

Punkt nr	Mätta avstånd									
	November 1975 m	Maj 1976 m	Oktober 1976 m	Augusti 1977 m	September 1978 m	Oktober 1978 m	November 1978 m	December 1978 m	Oktober 1979 m	
P0	119,6119	119,6127	119,61208	119,61278	119,61331	119,61330	119,61424	119,61453	119,61521	
P1 G	518,9668	518,9696	518,96750	518,97186	518,97234	518,97054	-	518,97031	518,97377	
P1 N	-	-	-	-	-	519,02517	-	519,02496	519,02764	
P2 G	438,7981	438,8005	438,79800	438,80174	438,80136	438,79996	-	438,80212	438,80177	
P2 N	-	-	-	-	-	438,95427	-	438,95620	438,95599	
P3 G	663,2693	663,2722	663,26940	663,27338	663,27370	663,27244	663,27234	663,27598	663,27463	
P3 N	-	-	-	-	666,24013	666,23820	666,23970	666,24130	666,24064	
P4 G	371,6689	371,6697	371,66724	371,66905	371,66872	371,66706	371,66796	371,66863	371,66796	
P4 N	-	-	-	-	372,24090	372,23822	372,23860	372,23945	372,23881	
P5 G	401,9189	401,9195	401,91613	401,91870	401,91828	401,91610	401,91587	401,91521	401,91536	
P5 N	-	-	-	-	-	401,88781	401,88736	401,88702	401,88718	
P6 G	455,5316	455,5335	455,53083	455,53373	455,53437	455,53267	455,53334	455,53388	455,53403	
P6 N	-	-	-	-	-	455,69243	455,69209	455,69248	-	
P7 G	560,1697	560,1712	560,16913	560,17045	560,17308	560,17091	-	560,17220	560,17266	
P7 N	-	-	-	-	-	560,21105	-	560,20954	560,21096	
P10	-	-	-	-	993,60361	993,60377	993,60154	993,59701	993,60016	

Tabell 5.1 Sammanställning av atmosfärkorrigerade mätta avstånd till fix- och fasadpunkter från instrumentpunkt på Skeppsholmen.

Punkt nr	Baskorrigerade mätta avstånd									
	November 1975 m	Maj 1976 m	Oktober 1976 m	Augusti 1977 m	September 1978 m	Oktober 1978 m	November 1978 m	December 1978 m	Oktober 1979 m	
P0	119,61331	119,61331	119,61331	119,61331	119,61331	119,61334	119,61331	119,61320	119,61324	
P1 G	518,97041	518,97086	518,97099	518,97224	518,97234	518,97131	-	518,97027	518,97324	
P1 N	-	-	-	-	-	519,02594	-	519,02492	519,02711	
P2 G	438,80127	438,80163	438,80103	438,80215	438,80136	438,80058	-	438,80182	438,80095	
P2 N	-	-	-	-	-	438,95489	-	438,95590	438,95517	
P3 G	663,27370	663,27370	663,27370	663,27370	663,27370	663,27347	663,27325	663,27640	663,27462	
P3 N	-	-	-	-	666,24013	666,23923	666,24062	666,24173	666,24064	
P4 G	371,67170	371,67072	371,66989	371,66948	371,66872	371,66756	371,66788	371,66811	371,66690	
P4 N	-	-	-	-	372,24090	372,23872	372,23852	372,23893	372,23775	
P5 G	401,92186	401,92057	401,91895	401,91912	401,91828	401,91665	401,91589	401,91479	401,91441	
P5 N	-	-	-	-	-	401,88836	401,88734	401,88660	401,88623	
P6 G	455,53486	455,53466	455,53396	455,53413	455,53437	455,53332	455,53355	455,53363	455,53327	
P6 N	-	-	-	-	-	455,69308	455,69230	455,69223	-	
P7 G	560,17373	560,17253	560,17284	560,17081	560,17308	560,17175	-	560,17229	560,17228	
P7 N	-	-	-	-	-	560,21189	-	560,20963	560,21058	
P10	-	-	-	-	993,60361	993,60540	993,60357	993,59844	993,60134	

Tabell 5.2 Sammanställning av bas- och atmosfärskorrigerade mätta avstånd till fix- och fasadpunkter från instrumentpunkt på Skeppsholmen.



## 6 HORIZONTALVINKELMÄTNING

Samtliga horisontalvinkelmätningar har utförts från samma instrumentpunkt som avståndsmätningarna med Mekometer. Vinklarna har mätts mot fyra baspunkter och sex fasadpunkter med precisions-teodoliten Kern DKM 3. Två av baspunkterna P0 och P3 Storkyrkan ingick även i programmet för avståndsmätning. De övriga två baspunkterna bestod av tornspiror på stabila byggnader, den ena P8 belägen i kvarteret Jupiter Större (Hornsgatan 1) på Södermalm och den andra P9 i kvarteret Rosenbad i Vasastan (Sparbankshuset). Horisontalvinklar har mätts mot bas- och fasadpunkterna vid fem olika tillfällen, det första i maj 1976 och det sista i oktober 1979. Vid det första tillfället mättes vinklarna av examensarbetande teknologer. Vid de övriga har författaren mätt, vid det sista tillfället dock tillsammans med civilingenjör Erik Hoff. Mätvärdena mot baspunkterna P8 och P9 antyder att dessa punkters som tornspiror utformade mätsignaler inte definierats lika vid det första och de efterföljande mättillfällena. Av denna anledning har mätvärdena från det första mättillfället inte tagits med i den efterföljande statistiska bearbetningen av mätdata. Observationsperioden har därigenom förkortats till 2,5 år.

Teodoliten har vid mätning tvångscentrerats med samma anordning (centreringsplatta med bajonettfattning) som Mekometern. Därigenom har ett praktiskt taget oförändrat instrumentläge kunnat garanteras vid samtliga mättillfällen.

Vid vinkelmätning mot baspunkten P0 användes samma på betongpelaren fastgjutna mätprisma som vid avståndsmätningarna. På baspunkten P3 Storkyrkan och samtliga sex fasadpunkter användes cirkulära vitmålade metallskivor, som gängats på de äldre vid avståndsmätningen använda prismafästena (G-punkterna). För skapande av optimala observationsförhållanden valdes diametrarna hos dessa signaler så att bilden av dem i teodolitkikarens synfält passade in lagom mellan trådkorsets vertikala dubbelstreck.

Horisontalvinkelmätningarna behövde inte kompletteras med någon mätning av hjälpstorheter.

Vid samtliga mättillfällen har horisontalvinklar avlästs i sex helsatser. Med mätning i en helsats menas mätning av samma horisontalvinklar två gånger mellan vilka mätkikaren slagits igenom, dvs. vridits omkring teodolitens horisontalaxel. Vid några tillfällen har vissa fasadpunkter inte kunnat observeras alls. Orsaken har i några fall varit skyddad sikt (båtar vid Skeppsbrokajen) och i andra fall dimma eller svag belysning.

För varje mättillfälle har samtliga helsatser mot mätpunkterna undergått vanlig s.k. stationsutjämnning. Baspunkternas stationsutjämnade mätdata utgör grund för korrigerering av samtliga stationsutjämnade mätdata till ett och samma vinkelsystem med O-punkten i närheten av P8. Samtliga på så sätt korrigerade vinkelmättningsdata redovisas i tabell 6.1.

Förändringarna i fasadpunkternas vinkelmättningsdata från det första mättillfället (utgångsepoken) uttryckt i gon (400 gon = 1 varv) har senare förvandlats till motsvarande metriskt tvärs observationsriktningen (tvärrätt) uttryckt i mm. Detta

## BILAGA 2:15

har skett genom multiplikation av vinkelförändringarna i gon med resp. observationsavstånd i mm och division med konstanten  $\rho = \frac{2\pi}{400}$ . Dessa tvärmått har blivit föremål för ytterligare statistisk bearbetning enligt beskrivning i nästa kapitel.

Bortsett från de resultat, som den statistiska analysen av mätdata ger, så bedöms vinkelmätningarnas tillförlitlighet vara något mindre än avståndsmätningarnas. I första hand beror detta på det begränsade antalet epoker vid vilka vinklarna mäts.

Punkt nr	Mätta horisontalvinklar				
	April 1977 gon	September 1977 gon	Maj 1978 gon	Oktober 1979 gon	Medelvärde gon
<u>Baspunkter</u>					
0 (Skeppsholmen)	335,12094	335,12087	335,12114	335,12088	335,12096
3G (Storkyrkan)	46,79121	46,79096	46,79107	46,79161	46,79121
8 (kv Jupiter Större)	399,99972	0,00008	399,99987	399,99961	399,99982
9 (kv Rosenbad)	74,32876	74,32874	74,32855	74,32853	74,32864
<u>Fasadpunkter</u>					
1G (Slottet)	72,95550	72,95578	72,95549	72,95557	
2G (Slottet)	61,23339	61,23322	61,23339	61,23325	
4G (kv Bootes vid Skeppsbron)	42,96503	42,96526	42,96522	42,96512	
5G (kv Bootes i Skeppar Karls Gränd)	42,21680	—	—	—	
6G (kv Luna)	13,33701	13,33684	—	13,33581	
7G (kv Proserpina)	4,20981	4,20993	—	4,20916	

Tabell 6.1 Resultat från horisontalmätning vid fyra mättillfällen.

## 7 REGRESSIONSANALYS OCH SIGNIFIKANSBESTÄMNING

Sedan mätresultaten korrigerats med hänsyn till varierande fysikaliska mätförhållanden har de blivit föremål för s.k. linjär regressionsanalys, som är en metod att statistiskt fastställa linjära funktions samband. Här har det varit frågan om att bestämma hur stora fasadpunkternas årliga lägesändringar varit dels i riktning mot instrumentpunkten på Skeppsholmen dels i en riktning vinkelrät däremot. Den förra lägesändringen har bestämts ur längdmättningsdata, den senare ur vinkelmättningsdata. Fasadpunkternas lägesändringar har fastställts genom två separata regressionsanalyser den ena avseende rörelserna längs, den andra tvärs riktningen mot instrumentpunkten.

Vid regressionsanalyserna har hänsyn tagits till mätvärdenas olika tillförlitlighet. Detta har skett genom vägning av mätvärdena. Dessas vägningstal (vikter) har valts direkt proportionella mot antalet i respektive mätningar ingående observationer. Har ett av mätvärdena beräknats som medelvärde av 4 observationer och ett annat mätvärde som medelvärde av 6 observationer, så har de båda mätvärdena fått vikterna 4 resp. 6. Avståndsvärdenas vägningstal har dessutom varit omvänt proportionella mot kvadraterna på de å priorimedelfel, som av Mekometertillverkaren uppgivits för olika mätavstånd. Dessa principer för val av vägningstal är helt i överensstämmelse med den för geodetiska mätningar allmänt accepterade teorin för statistisk bearbetning av mätdata.

Hänsyn har också tagits till att korrigerade mätvärden i vissa fall varit korrelerade med varandra. Hos mätdata från avståndsmätning betingas sådana korrelationer dels av att mätvärdena korrigerats med hänsyn till samma basmätningar, dels av att de i regressionsanalysen för varje fasadpunkt ingående mätvärdena hänförs till ett och samma mätillfälle (utgångsepoken). Punktens mätvärde vid denna epok har genom subtraktion påverkat alla i en och samma regressionsanalys bearbetade mätvärden.

Vid regressionsanalysen har tiden betraktats som en oberoende, felfri variabel och lägesändringen (längs eller tvärs riktningen från instrumentpunkten) som en av tiden beroende slumpvariabel. För avståndsmätningarna mot fasadpunkterna P1, P2, P6 och P7 har regressionsanalysen genomförts grafiskt. I övrigt har den genomförts numeriskt enligt minsta kvadratprincipen. Regressionsanalyserna har för varje fasadpunkt gett svar på frågan hur stor den genomsnittliga årliga lägesändringen varit dels längs riktningen mot instrumentpunkten på Skeppsholmen dels vinkelrätt däremot.

Vid otillförlitliga mätningar påverkas regressionsanalysen i hög grad av mätfelet. För bedömning av de numeriska resultatens tillförlitlighet har konfidensgränser (en övre och en undre) för dessa skattats för tre olika risknivåer 5 %, 1 % och 0,1 %. De båda konfidensgränserna vid var och en av dessa risknivåer förutsättes symmetriskt belägna i förhållande till den skattade lägesändringen och definierar tillsammans ett konfidensintervall.

Beroende på om lägesändringen 0 mm/år inneslutes i ett flertal av dessa konfidensintervall avgörs huruvida de genom regressions-

## BILAGA 2:17

analyserna skattade punkthastigheterna kan betraktas som ej signifikanta, nästan signifikanta, signifikanta eller starkt signifikanta. I fig 5 har några till 0,1 % risknivå hänfödda konfidensgränser och konfidensintervall åskådliggjorts. Avståndsändringen är i båda fallen starkt signifikanta emedan de undre konfidensgränserna lutar uppåt.

Resultaten från regressionsanalyserna redovisas nedan i tabell 7.1 och 7.2

Fasadpunkt nr	Årlig lägesändring mm/år	Konfidensintervall vid risknivån			Ändringens signifikansgrad
		5 % mm/år	1 % mm/år	0,1 % mm/år	
P1G (norra Slotts-flygeln)	-0,15	±1,27	±1,86	±2,80	ej signifikant
P2G (södra Slotts-flygeln)	-0,21	±1,08	±1,57	±2,36	ej signifikant
P4G (kv Bootes vid Skeppsbron)	+0,00	±0,92	±1,33	±2,00	ej signifikant
P6G (kv Luna)	-3,43	±1,12	±1,63	±2,45	<u>starkt signifikant</u>
P7G (kv Proserpina)	-2,55	±1,38	±2,01	±3,02	<u>signifikant</u>

Tabell 7.1 Sammanställning av fasadpunkters årliga lägesändring tvärs siktlinjen från Skeppsholmen.

Fasadpunkt nr	Årlig lägesändring mm/år	Konfidensintervall vid risknivån			Ändringens signifikansgrad
		5 % mm/år	1 % mm/år	0,1 % mm/år	
P1 (norra Slotts-flygeln)	-0,12	—	—	—	Ej signifikant
P2 (södra Slotts-flygeln)	0,18	—	—	—	Ej signifikant
P4 (kv Bootes vid Skeppsbron)	1,32	±0,52	±0,72	±1,00	<u>Starkt signifikant</u>
P5 (kv Bootes i Skeppar Karls Gränd)	1,80	±0,56	±0,77	±1,07	<u>Starkt signifikant</u>
P6 (kv Luna)	0,40	—	—	—	Ej signifikant
P7 (kv Proserpina)	0,49	—	—	—	Ej signifikant

Tabell 7.2 Sammanställning av fasadpunkters årliga lägesändring i riktning mot instrumentpunkten på Skeppsholmen.

## BILAGA 2:18

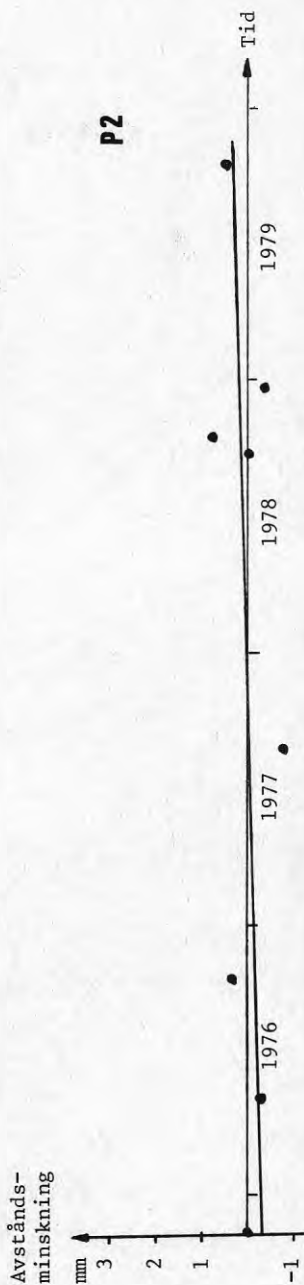
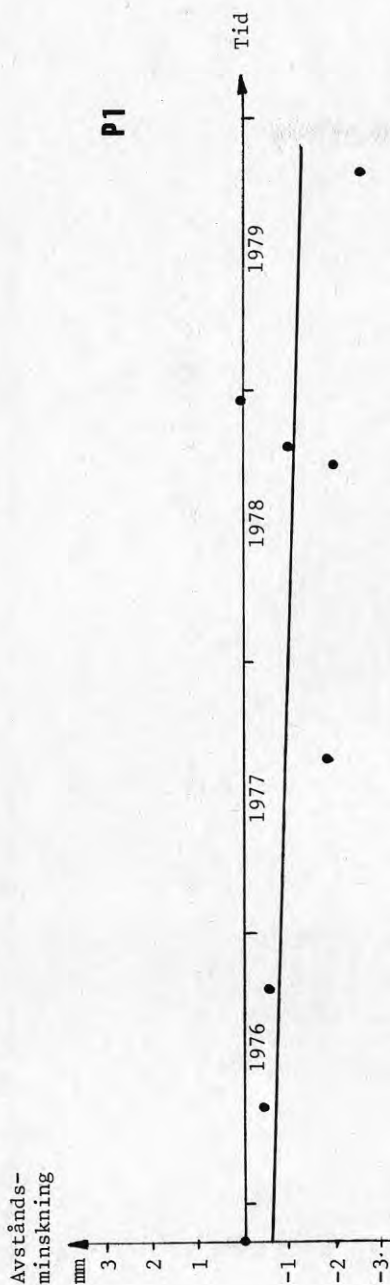
Den statistiska osäkerheten i analysresultaten ger sig till kända dels genom de enskilda mätvärdenas spridning omkring regressionslinjen (fig 4-6) dels genom de numeriska värdena på konfidensintervallen (tabell 7.1 och 7.2). Osäkerheten betingas emellertid inte enbart av bristande mätnoggrannhet. En bidragande orsak är de berörda husfasadernas säsongmässiga rörelser på grund av temperaturändringar. En annan orsak kan vara att de studerade punktrörelserna inte är linjära utan oregelbundna. Det förefaller sannolikare med sprängvisa än regelbundna lägesändringar.

Om en fasadpunkt inte rör sig konstant utan sprängvis i en och samma riktning, så betyder det att den som medelfel statistiskt skattade onoggrannheten inte bara har en av mätosäkerheten utan också en av variationer i punktrörelsens hastighet betingad komponent. I sådant fall skulle punktlägena i fig 4-6 i högre grad än eljest återspegla de verkliga förhållandena. Samtidigt skulle konfidensintervallens verkliga bredd minska och signifikansgraden för verkliga lägesändringar öka. De besked, som tabellerna 7.1 och 7.2 ger om rörelsernas signifikansgrad, skulle i sådant fall präglas av alltför stor försiktighet.

En omständighet som sannolikt minskat den statistiska säkerheten i slutresultaten något är att de två högt på Storkyrkans torn monterade baspunkterna P3G och P3N inte varit så stabila, som ursprungligen förutsatts. Om Storkyrkotornets rörelser varit av slumpmässig eller periodisk natur skulle effekten på de statistiskt dragna slutsatserna förmodligen inte ha blivit stora. Tornrörelsernas inverkan skulle ha varit av samma natur som en något ökad onoggrannhet i mätningarna mot Storkyrkopunkten. En med tiden oföränderlig rörelse i samma riktning däremot skulle ha kunnat äventyra slutsatserna. Men någon sådan rörelse har inte kunnat spåras i det statistiskt obearbetade mätmaterial, som redovisas i tabellerna 5.1, 5.2 och 6.1. Storkyrkopunkterna har förmodligen undergått säsongmässiga lägesvariationer. Mätvärdenas spridning omkring regressionslinjen vid tre å fyra mättillfällen hösten 1978 enligt fig 4-6 kan vara en effekt av denna bristande stabilitet. Inverkan av denna har dock kunnat reduceras genom upprättande av ytterligare baspunkter (P8, P9 och P10). Eventuella rörelser hos Storkyrkotornet bedöms således inte i högre grad ha kunnat påverka de statistiska slutsatserna om fasadpunkternas rörelser.

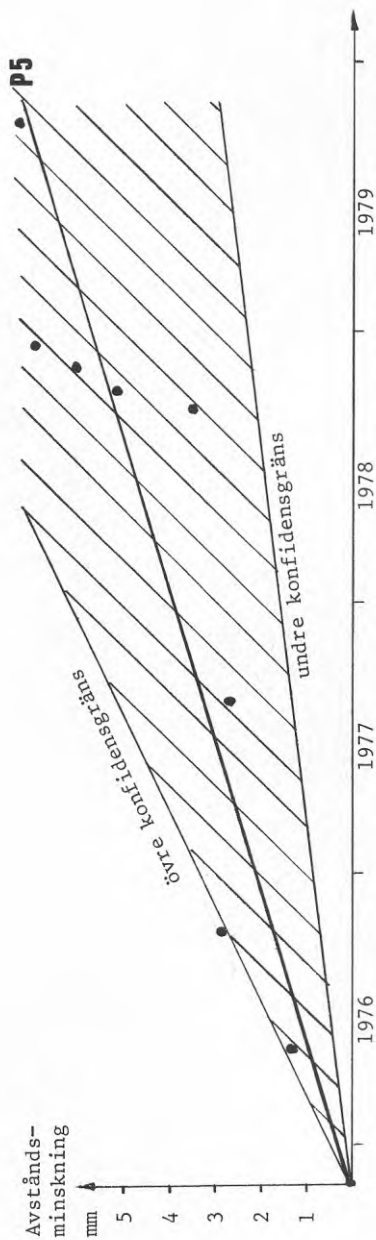
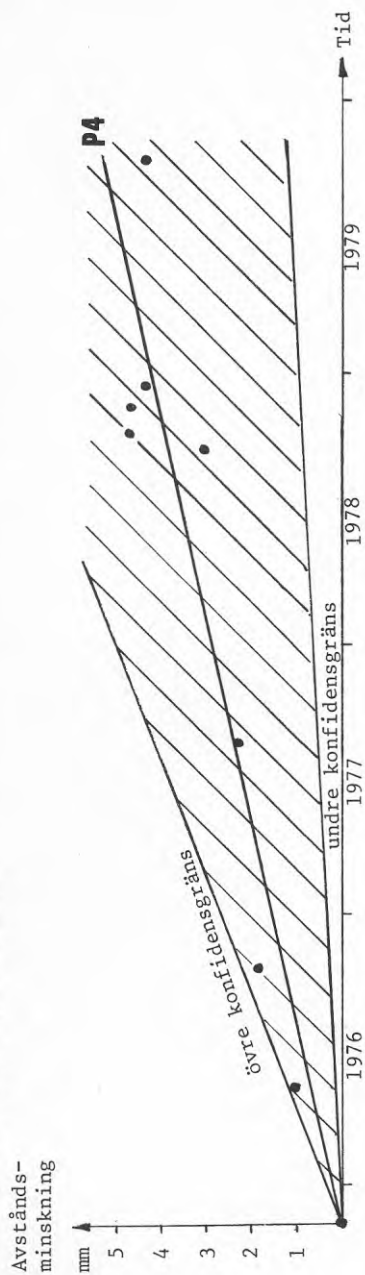


Samtliga mätdata är reducerade med det avstånd som mätts 1975-11-11. Denna tidpunkt har valts som nollpunkt på tidsaxeln.



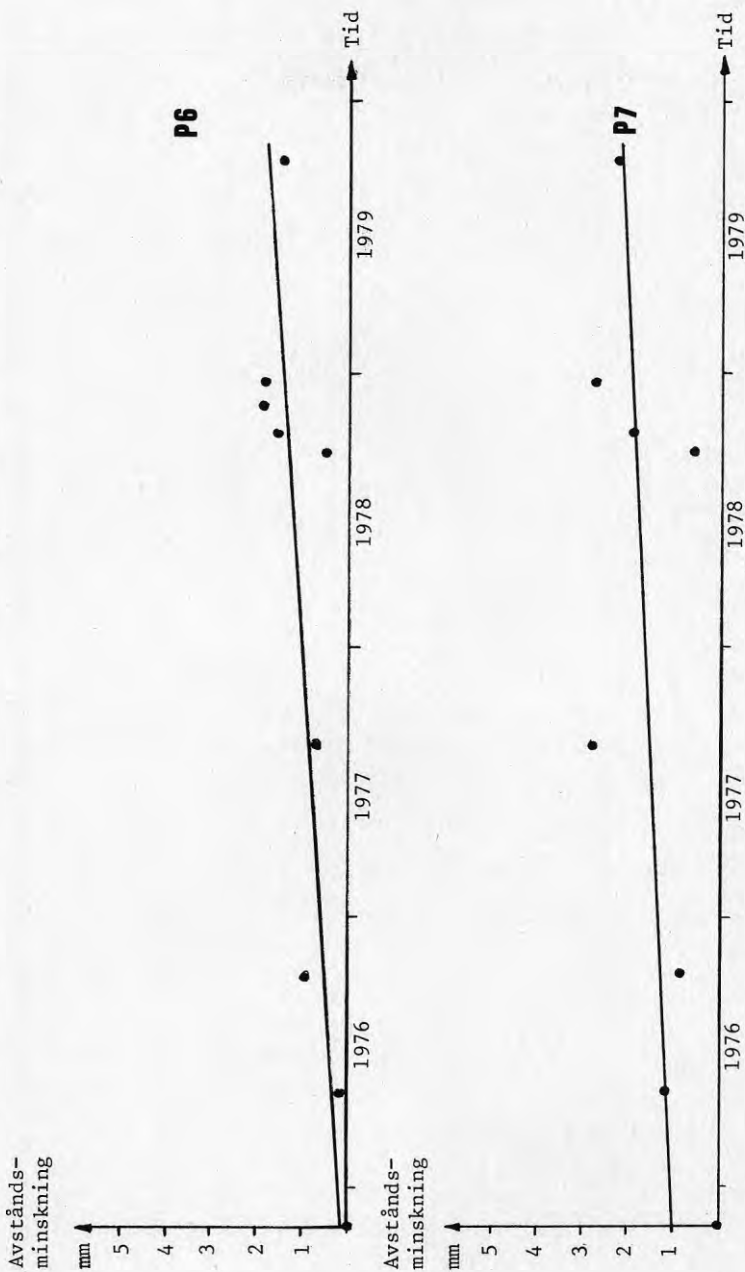
Figur 4. Diagram utvisande med Mekometer vid nio mätstillfällena (epoker) bestämda ändringar av avstånden till fasadpunkterna P1 och P2. Råta regressionslinjer (mittlinjerna i diagrammen) visar dessutom hur punkternas lägen förändrats linjärt med tiden.

Samtliga mätdata är reducerade med det avstånd som mätts 1975-11-11. Denna tidpunkt har valts som nollpunkt på tidsaxeln.



Figur 5. Diagram utvisande med Mekometer vid nio mätstillfällena (epoker) bestämda ändringar av avståndet till fasadpunkterna P4 och P5. Råta regressionslinjer (mittlinjerna i diagrammen) visar dessutom hur punkternas lägen förändrats linjärt med tiden. Symmetriska konfidensintervall omkring dessa linjer utvisar osäkerheten i deras sträckning vid risknivån 0,1 %.

Samtliga mätdata är reducerade med det avstånd som mätts 1975-11-11. Denna tidpunkt har valts som nollpunkt i tidsaxeln.



Figur 6. Diagram utvisande med Mekometer vid nio mättillfällen (epoker) bestämda ändringar av avstånden till fasadpunkterna P6 och P7. Råta regresslinjer (mittlinjerna i diagrammen) visar dessutom hur punkternas lägen förändrats linjärt med tiden.

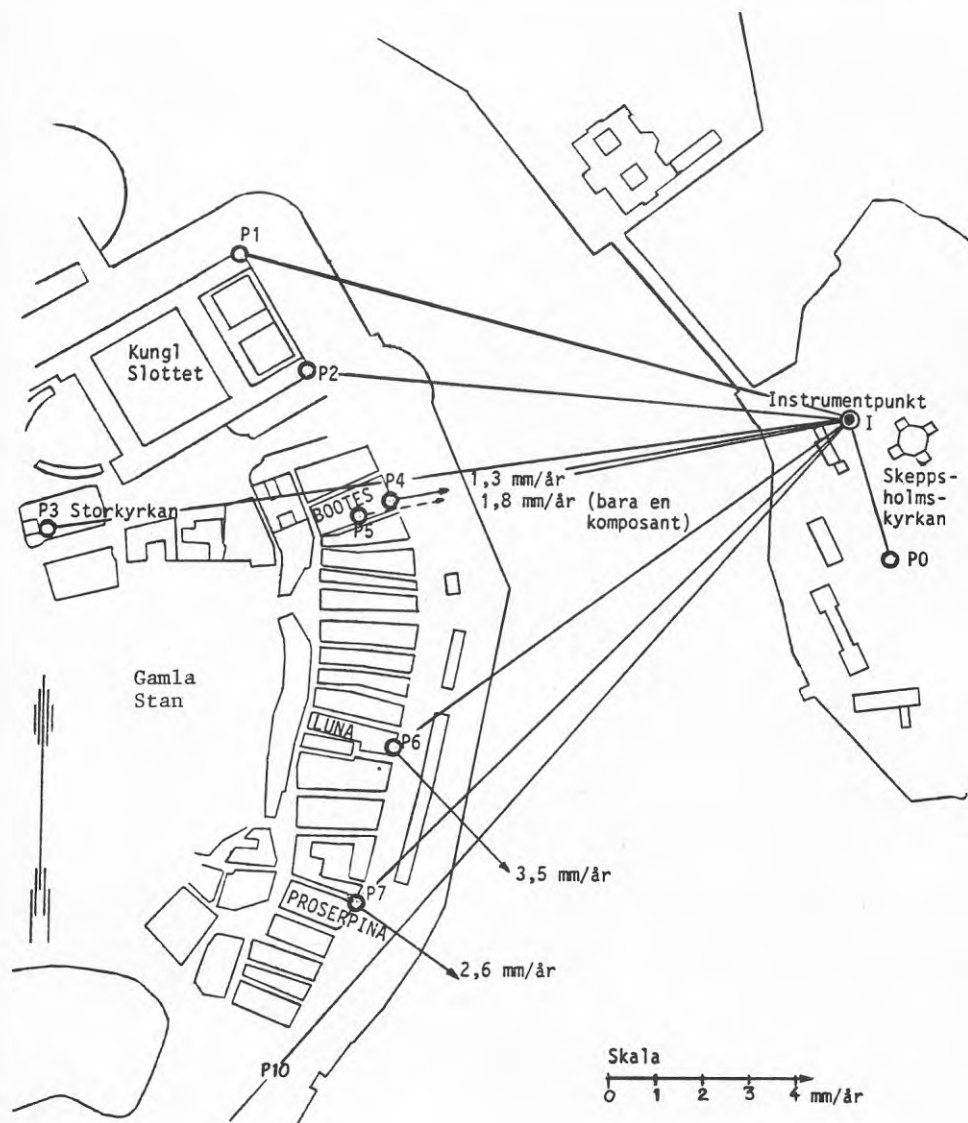


Fig 7. Vektorer utvisande fasadpunktrörelsernas riktning och genomsnittliga storlek i mm/år.

## 8 SLUTSATSER

Eventuella husrörelser sker sannolikt språngvis. Trots detta bygger undersökningen på en statistisk hypotes att varje hus hela tiden har en konstant rörelsehastighet med oförändrad riktning. Denna hypotes innefattar också möjligheten att huset inte rör sig alls. Förekomst av husrörelse under mätperioden betraktas som signifikant eller starkt signifikant först då eventueliteten att huset inte rör sig faller utanför den beräknade rörelsens 99 resp. 99,9 procentiga symmetriska konfidensintervall. Risken att en eventuell lägesstabilitet på grund av mätosäkerhet tolkas som en signifikant eller starkt signifikant lägesändring är då mindre än 1 resp. 0,1 %.

Avståndsmätningarna har visat att punkterna P4 och P5 haft statistiskt signifikanta rörelser i riktning mot instrumentpunkten på Skeppsholmen. Under den ungefär 4 år långa observationstiden har de totala lägesändringarna för dessa punkter uppmätts till 5,2 resp. 7,1 mm. För de båda punkterna P6 och P7 på fasader längre söderut vid Skeppsbron har under samma period motsvarande lägesändringar uppgått till 1,6 resp. 1,9 mm. Dessa lägesändringar är emellertid inte statistiskt signifikanta.

De största rörelsekomponenterna har gett sig till känna genom vinkelmätningar under en sammanlagd tid av 2,5 år. Signifikanta komponenter för lägesändringar under denna tid i en riktning vinkelrät mot siktlinjen från instrumentpunkten på Skeppsholmen har för punkterna P6 och P7 uppmätts till 8,6 resp. 6,4 mm. För övriga punkter är de genom vinkelmätning bestämda lägesändringarna obetydliga och saknar signifikans.

I fig 7 har komponenterna för mätpunkternas lägesändringar sammanställts till vektorer. Dessa utvisar såväl ändringens storlek som riktning. Med hänsyn till vinkelmättnings- och avståndsmättningsperiodernas olika längd och till önskemålet att kunna göra jämförelser har det ansetts lämpligt att här redovisa den genomsnittliga lägesändringen (rörelsen) per år. Detta sätt att redovisa får dock inte förleda till tolkningen att det är frågan om jämna rörelser utan förmodligen snarare om språngvisa lägesändringar. Redovisningen av lägesändringarna i mm/år med en decimal får inte förleda till slutsatsen att den sista decimalen skulle vara säker. Som mått på osäkerheten i de skattade lägesändringarna tjänar konfidensintervallen i tabell 7.1 och 7.2 (mellan  $\pm 0,5$  och 3,0 mm). Vektorpilarna i fig 7 visar den genomsnittliga lägesändringen i mm/år i skalan 10:1. Punkterna P4, P5, P6 och P7 har uppvisat signifikanta, i huvudsak mot kajkanten riktade rörelser. För de båda slottspunkterna P1 och P2 har inga som helst signifikanta lägesändringar kunnat påvisas.

Att storleken på rörelserna i fig 7 ökar successivt från norr mot söder får inte tolkas som ständigt ökande lägesändringar mot söder. Mätningarna har skett mot särskilt utvalda hus, där misstanke om rörelser finns på grund av dåliga grundförhållanden. Däremellan finns kvarter med hus, som grundförstärkts i modern tid och med ur rörelsesynpunkt starkt varierande förutsättningar.

Med hänsyn till risken för åverkan har mätpunkterna varit monterade relativt högt på fasaderna över gatunivån (omkring 4 meter).



## BILAGA 2:24

De observerade lägesändringarna behöver inte nödvändigtvis betyda att husen i sin helhet glidit ut mot Skeppsbrokajen. Mätresultaten kan mycket väl vara en följd av lutningsändringar hos fasaderna. Vid en eventuell förlängning av mätprogrammet bör detta därför kompletteras med mätningar (t.ex. med teodolit) som klargör i vilken utsträckning observerade fasadpunktsrörelser beror på ändringar i husfasadernas lutning och i vilken utsträckning rörelserna är en följd av att husen i sin helhet är på glid.

De väsentligaste bristerna i det hittills redovisade mätprogrammet har varit

- att antalet godkända vinkelmätningsepoker varit begränsat till 4 under en begränsad tidsrymd av 2,5 år
- att flera mätpunkter måst utgå ur vinkelmättningsprogrammet på grund av siktsvårigheter
- att den statistiska analysen av lägesändringarna i alltför hög grad baserats på de förmodligen onödigt instabila baspunkterna på Storkyrkotornet och
- att några kompletterande mätningar inte gjorts för bestämning av i vilken grad fasadernas lutningsförhållanden påverkat fasadpunkternas lägesändringar

Med hänsyn till ovan påtalade brister är det önskvärt att mätningarna får fortgå under ytterligare minst 5 år efter modifiering av mätprogrammet.

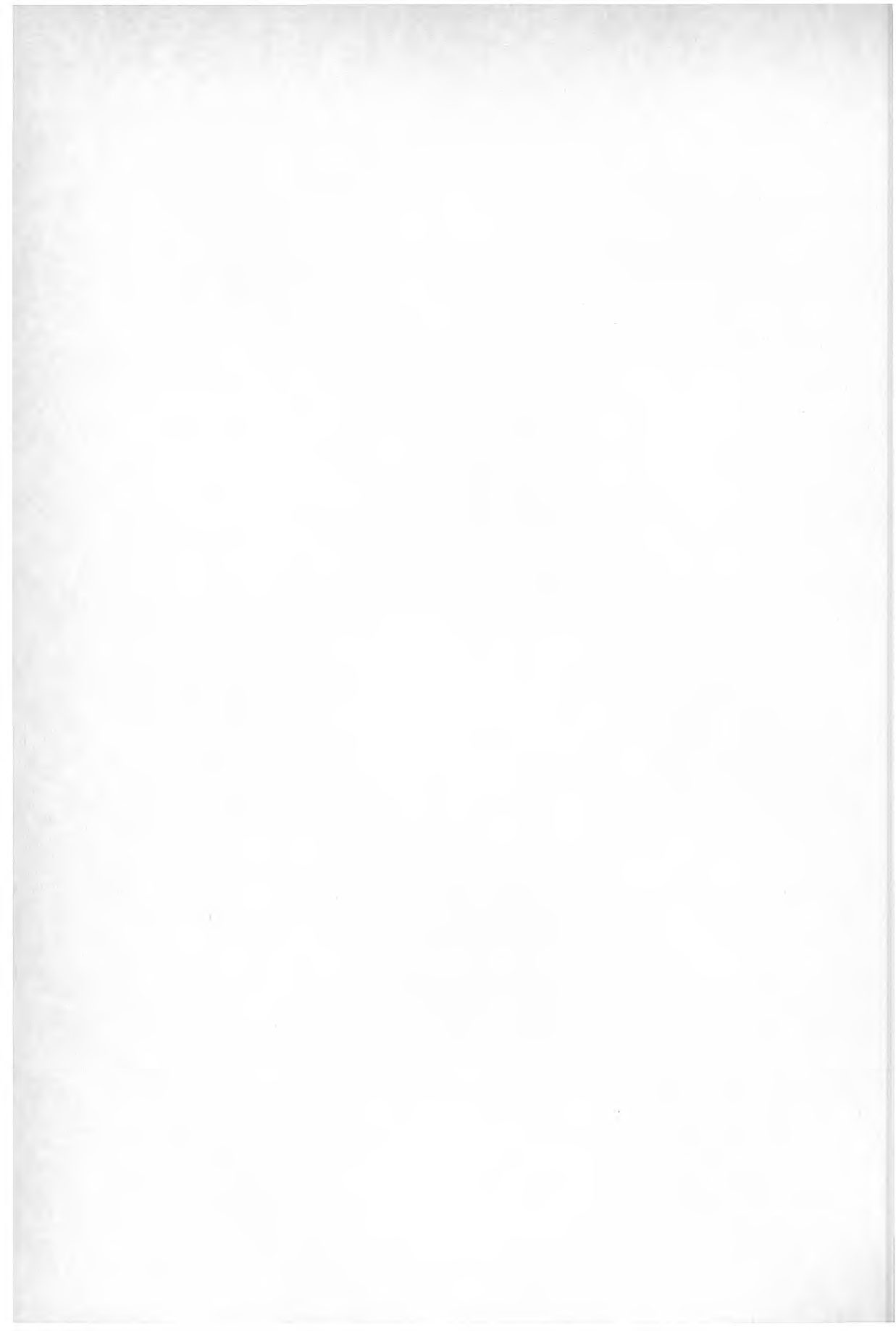
KUNGL TEKNISKA HÖGSKOLAN  
Institutionen för geodesi



Göran Galvenius

## LITTERATUR

- [1] Angsmark, G: Statistisk inferens, Lund 1969.
- [2] Cedervall, P, Lindgren, M. och Lannersand, J: Deformationsmätning av Gamla Stan, examensarbete, Kungl. Tekniska högskolan, Stockholm 1976.
- [3] Cramér, H: Sannolikhetskalkylen och några av dess användningar, Uppsala 1949.
- [4] Galvenius, G: Utjämning enligt minsta kvadratprincipen, Stockholm 1971.
- [5] Galvenius, G: Den geodetiska felteorins grunder, Stockholm 1976.
- [6] Galvenius, G: Die Altstadt treibt? Internationales Symposium über Deformationsmessungen mit geodätischen Methoden, Bonn 1978.
- [7] Kern & Co AG: Gebrauchsanleitung Mekometer Kern ME 3000, Aarau (Schweiz) 1974.
- [8] Löwe, Arthur: Bevara Gamla Stan, Stockholm 1978.
- [9] Poromaa, E och Bergström, S: Additions- och multiplikationskonstanternas stabilitet hos Mekometer ME 3000, examensarbete, Kungl. Tekniska högskolan, Stockholm 1979.



MÄTNING AV HORIZONTALRÖRELSER MOT METALLSTÅNG I KV PROSERPINA,  
GAMLA STAN

(METODBESKRIVNING, PRAKTISKA INSTRUKTIONER OCH RESULTAT)

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

Sid

SAMMANFATTNING OCH FÖRSLAG TILL ÄNDRINGAR .....	1
BAKGRUND .....	1
MÄTANORDNING .....	1
MÄTNINGENS UTFÖRANDE .....	2
BERÄKNINGAR .....	3
RESULTAT .....	4
DISKUSSION AV MÄTRESULTAT .....	5
Felkällor	
Sättningsmätningar	
Rörelsens periodicitet	
FORTSÄTTA MÄTNINGAR .....	6

TILLHÖRANDE BILAGOR OCH RITNINGAR

FÖRSLAG TILL TABELL OCH BERÄKNINGSEXEMPEL .....	Bilaga I
TABELL ÖVER LÅNGDÄNDRING VID TEMPERATURÄNDRING PÅ 10° C .....	Bilaga II
SAMMANSTÄLLNING AV UPPMÄTTA HORIZONTALRÖRELSER .	Bilaga III
MÄTANORDNINGEN .....	Ritn nr 1
DIAGRAM VISANDE DE OLIKA MÄTPUNKTERNAS FÖR- SKJUTNING I FÖRHÅLLANDE TILL DEN FÖRANKRADE METALLSTÅNGEN .....	Ritn nr 2
DIAGRAM VISANDE FÖRSKJUTNINGEN HOS RESP MÄTPUNKT UNDER MÄTPERIODEN .....	Ritn nr 3:1-2

Datum  
79-02-16Beteckning  
8 083 042 sid 1 (6)

MÄTNING AV HORIZONTALRÖRELSER MOT METALLSTÅNG I KV PROSERPINA,  
GAMLA STAN (METODBESKRIVNING, PRAKTISKA INSTRUKTIONER OCH RESULTAT)

---

AB Jacobson & Widmark har av Stockholms fastighetskontor, grundläggningssektionen, fått i uppdrag att beskriva och redovisa de av kommunen utförda mätningarna och beräkningarna i kv Proserpina enligt rubricerad metod. (Mätningarna utfördes från början av Bjurströms Geotekniska Byrå AB).

SAMMANFATTNING OCH FÖRSLAG TILL ÄNDRINGAR

Den maximalt uppmätta horisontella rörelsen ut mot sjön var för perioden 1975-02 -- 1980-05, 5,0 mm eller ca 1 mm/år.

De med metallstången registrerade horisontella rörelserna är av storleken 25 å 50% av de genom avvägning av dubbar uppmätta vertikala rörelserna hos byggnadens grundmur mot Norra Bankogränd.

Mätningarna bör fortsättningsvis utföras två gånger per år (helst samma veckonummer under de olika åren) och antalet termometrar och sättningsdubbar utökas så att det finns en för varje mätpunkt.

BAKGRUND

Som en deluppgift i det pågående BFR-projektet "Grundförstärkningsmetodik på utfylld mark i Gamla Stan" ingår att klarlägga huruvida horisontala förskjutningar pågår i de utfyllda partierna utanför den medeltida strandlinjen.

En metod för att mäta sådana eventuella rörelser är att kontrollera förskjutningarna hos en byggnad på det utfyllda området relativt en metallstång som förankras i ett hus grundlagt på grusåsen ovanför den medeltida strandlinjen (fast punkt).

MÄTANORDNING (se ritn. nr 1)

Mätanordningen är installerad längs södra ytterväggen i källaren i kv Proserpina.

Stången är ca 62 m lång och består av ett sammansvetsat stål  $\varnothing 20$  mm av kvalitet SIS 1311. Den är fastgjord i huset Trivia nr 4, vilket ligger ovanför Österlånggatan och är grundlagt på grusåsen. Under Österlånggatan löper stången på en infettad plankbädd och skyddas av en järnbalk.



Datum  
1979-02-16

Beteckning  
8 083 042 sid 2

I källaren är stängen upphängd i glidöglor, vilka sitter på i väggen fastgjutna konsoler. Fjorton konsoler (=mätpunkter) är fördelade längs stängen. Stängens lutning från horisontalplanet är ca 30. Avståndet mellan konsolerna (=mätpunkterna) är ca 4 m.

Vid varje mätpunkt är på stängen fäst ett böjt rundjärn vars fria ände passar in i en på konsolen fäst mättring (se ritn 1, detalj C och D). Om huset rör sig kommer således ringen att förflyttas längs järnet.

För att övervinna eventuell friktion i glidöglorna spännes stängen upp med 0,75 kN vid varje mätning. Detta tillgår så att en spännanordning anbringas på stängens fria ände och väggen mot Skeppsbron verkar som mothåll. Storleken på dragkraften kontrolleras med en fjädervåg.

Korrektion av stängens längd måste göras med hänsyn till temperaturvariationerna. Fem termometrar är därför utplacerade längs stängen.

#### MÄTNINGENS UTFÖRANDE (INSTRUKTION)

För att temperaturen i lokalen mot Skeppsbron skall vara representativ bör mätningarna, vid solsken, utföras på eftermiddagarna.

Följande material krävs för att genomföra mätningarna:

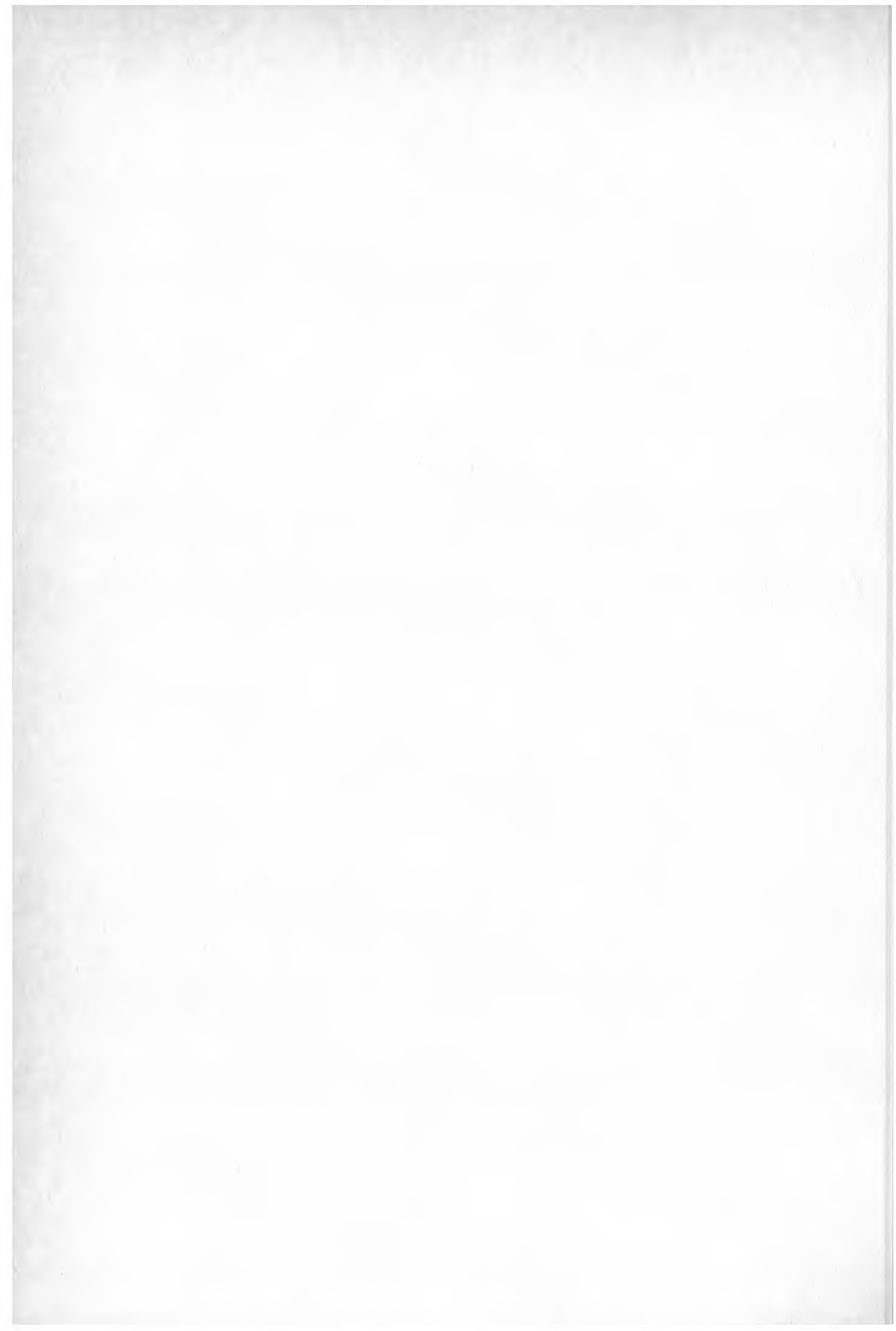
nyckel till porten mot Skeppsbron, mätklocka, fjädervåg, 3 st termometrar, ficklampa, kofot, hammare och trasor.

De tre termometrarna placeras utomhus på följande platser och avläses före och efter mätningen.

- porten mot Österlånggatan
- porten mot Norra Bankogränd
- fönstret till vänster om porten mot Skeppsbron

Tillträde till källaren är från Skeppsbron. För att komma till strömbrytaren måste man först gå 20-30 m in i källaren och ta trappan upp till höger. Ficklampa behövs.

För att nå mätpunkterna H1 och H2 måste man också gå upp för nämnda trappa, ut på gården, uppför en trätrappa, in i nästa byggnad och därefter till höger ner i källaren.



Datum	Beteckning
1979-02-16	8 083 042 sid 4
rev. 1980-07-18	

- Längdkorrekturen beräknas som produkten av längdkorrektionsfaktorn och ovanstående medelvärde av temperaturdifferensen.

### III Horisontalrörelse

- Räkna ut medelvärdet för respektive mätpunkt och korrigerade för nollavläsningen mot den planslipade cylindern.
- Beräkna differensen mellan ovanstående korrigerade värde och nollmätningen (75-02-20)
- Den verkliga rörelsen hos varje mätpunkt relativt punkten H1 beräknas på följande sätt:

Från den enligt ovan framräknade differensen för respektive mätpunkt subtraheras differensen för punkten H1. Därtill adderas längdkorrekturen för hela sträckan mellan H1 och punkten i fråga och resultatet blir den verkliga rörelsen hos punkterna relativt punkten H1. D v s om man till närmast föregående korrekteringsterm adderar längdkorrekturen för följande delsträcka erhåller man korrekterings termen för kommande mätpunkt. (Differensen för punkt H1 är inbakad i den första korrekterings termen).

### RESULTAT

Resultatet av mätningarna utförda under perioden 1975-20 -- 1980-05 redovisas dels i tabellform i bilaga 3 dels i diagramform på ritning nr 2 och 3. Mät punkten H 14 skadades i ett tidigt skede av mätserien och resultaten har därför inte medtagits i diagramredovisningen.

Av resultaten framgår att punkten H13 (närmast Skeppsbron) uppvisar den största horisontalrörelsen under mätperioden, 5,0 mm eller 1 mm/år. Därefter i storlek kommer rörelsen hos punkterna närmast nedanför den medeltida strandlinjen (H4-H6) medan mellanliggande punkter (H7-H10) visar något mindre rörelse.

De uppmätta rörelserna är dimensionsförändringar inom byggnaden och ej lägesförändring i förhållande till en fast punkt (i kv Trivia). Det är dock troligt att punkt H1 vid fasaden mot Österlånggatan är tämligen stabil.

Resultaten visar också att rörelserna fortfarande pågår och att en viss periodicitet tycks föreligga.

## DISKUSSION AV MÄTRESULTATEN

Felkällor

Någon uppskattning av eventuella mätfel eller felkällor i mätningarna har inte gjorts. Det framgår dock av nedanstående tabell att temperaturkorrektionerna har en relativt stor inverkan.

Temp. diff	Längd diff/4 m	Längd diff/hela stängen
$\pm 1^{\circ}\text{C}$	$\pm 0,05$ mm	$\pm 0,6$ mm
$\pm 2^{\circ}\text{C}$	$\pm 0,10$ mm	$\pm 1,2$ mm

Det är därför viktigt att temperaturmätningarna görs noggrant och att den uppmätta temperaturen är representativ för stängen.

Sättningsmätningar

Under samma period har sättningsavvägningar utförts av fasaden mot Norra Bankogränd. Avvägningsresultaten visar att sättningarna för hela perioden är störst mitt på fasaden, ca 13 mm, något längre nere vid Skeppsbron ca 8 mm för att uppe vid Österångsgatan vara endast 1 mm.

Precisionssättningsmätningar med mätklocka har samtidigt gjorts i två punkter på källargrundmuren mot Norra Bankogränd. Mätningarna visar för hela perioden 11 mm sättning mitt på byggnaden och 4 mm vid Skeppsbron.

Byggnadens rörelser är således sammansatt av dels en horisontell komponent (mätt med metallstång) och dels en vertikal komponent (mätt genom avvägning och med mätklocka). Den vertikala komponenten är 2 å 4 ggr större än den horisontella.

Rörelsens periodicitet

Vid en jämförelse av rörelsens periodicitet med temperaturvariationerna under året kan man konstatera en relativt god korrelation. För några mätpunkter föreligger dock en viss fasförskjutning.

En liknande överensstämmelse med variationerna i Saltsjöns vattenstånd är dock inte lika lätt att finna.

Datum  
79-02-16Beteckning  
8 083 042 sid 6

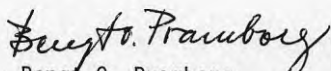
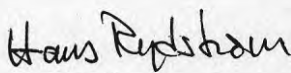
## FORTSATTA MÄTNINGAR

Intervallen mellan mätningarna har under mätperioden varierat från en till sex månader. Avsikten med de täta mätningarna var att undersöka om rörelserna var årstidsbundna eller uppvisade någon annan form av periodicitet. Då det av hittills utförda mätningar inte går att finna någon entydig förklaring till rörelsens periodicitet och då man förmodligen inte kan finna någon förklaring genom att ytterligare förtäta mätningarna föreslår vi att mätningarna fortsättningsvis utförs två gånger per år (helst samma veckonummer under de olika åren).

Då temperaturen längs stängen har relativt stor inverkan på korrektionen av mätvärdena föreslår vi att man ökar antalet termometrar så att det finns en termometer vid varje mätpunkt.

För att bättre kunna jämföra horisontalrörelsemätningen med sättningsmätningarna föreslår vi också att man ökar antalet sättningsdubbar så att det finns en för varje mätpunkt på metallstången.

Lidingö 1979-02-16

AB Jacobson & Widmark  
Sven Hansbo  
Bengt O. Pramborg  
Hans Rydström



Datum.....

Mät- punkt	TEMPERATUR				LÄNGDKORREKTION			HORIZONTALRÖRELSE				
	A	B	C=B-A	D	$E = \frac{D_n + D_{n+1}}{2}$	F	G=E·F	H	J	K=J-H	L <sup>b)</sup>	K+L
	0-mätn. 75-02-20	Mätn.	Temp.- diff.	Beräknad temp.diff	Medel- värde temp.diff	Längd korr. faktor	Längd korr. (mm)	0-mätn. 75-02-20	Mätn.	Diff. (mm)		Horisontal rörelse (mm)
H1								19,076				
H2	+15,0					0,0450		10,592				
H3	+10,0					0,0548		11,439				
H4						0,0445		11,168				
H5						0,0532		13,932				
H6	+11,0					0,0450		12,099				
H7						0,0499		8,324				
H8						0,0499		9,289				
H9	+4,75					0,0484		9,429				
H10						0,0508		11,105				
H11						0,0478		10,280				
H12						0,0476		10,721				
H13	+3,75					0,0495		10,374				
H14						0,0466		13,300				

a) Temp.diff. för H2 används för avsnittet H2-H3 (se text)

b)  $L = -K_H + \sum_{i=1}^{13} G_{n,n+1}$

Datum. 78-12-21.

Mät- punkt	TEMPERATUR				LÅNGDKORREKTION				HORIZONTALRÖRELSE			
	A	B	C=B-A	D	$E = \frac{D_n + D_{n+1}}{2}$	F	G=E·F	H	J	K=J-H	L <sup>b)</sup>	K+L
	0-mättn. 75-02-20	Mättn. 781221	Temp.- diff.	Beräknad temp.diff	Medel- värde temp.diff	Längd korr. faktor	Längd korr. (mm)	0-mättn. 75-02-20	Mättn. 781221	Diff. (mm)	Horisontal rörelse (mm)	
H1				-2,80	-2,80	0,0450	-0,126	19,076	18,477	-0,599	+0,599	0
H2	+15,0	+12,2	-2,8	-2,80	-2,80	0,0548	-0,153	10,592	10,437	-0,155	+0,473	0,318
H3	+10,0	+6,3	-3,7	-3,70	-3,79	0,0445	-0,169	11,439	12,056	0,617	+0,320	0,937
H4				-3,87	-3,95	0,0532	-0,210	11,168	14,360	3,192	+0,151	3,343
H5				-4,03	-4,12	0,0450	-0,185	13,932	17,188	3,256	-0,059	3,197
H6	+11,0	+6,8	-4,2	-4,20	-3,67	0,0499	-0,183	12,099	15,743	3,644	-0,244	3,400
H7				-3,05	-2,48	0,0499	-0,124	8,324	11,285	2,961	-0,427	2,534
H8				-1,90	-1,33	0,0484	-0,064	9,289	12,242	2,953	-0,551	2,402
H9	+4,75	+4,0	-0,75	-0,75	-0,50	0,0508	-0,025	9,429	12,715	3,286	-0,615	2,671
H10				-0,25	±0	0,0478	±0	11,105	14,143	3,038	-0,640	2,398
H11				+0,25	+0,50	0,0476	-0,024	10,280	14,410	4,130	-0,640	3,490
H12				+0,75	+1,0	0,0495	-0,050	10,721	14,968	4,247	-0,664	3,583
H13	+3,75	+5,0	+1,25	+1,25	+1,25	0,0466	-0,058	10,374	14,749	4,375	-0,714	3,661
H14				+1,25				13,300	16,343	3,043	-0,772	2,271

a) Temp.diff. för H2 används för avsnittet H2-H3 (se text)

b)  $L = -KH1 + \sum_{i=1}^3 G_{n,n+1}$

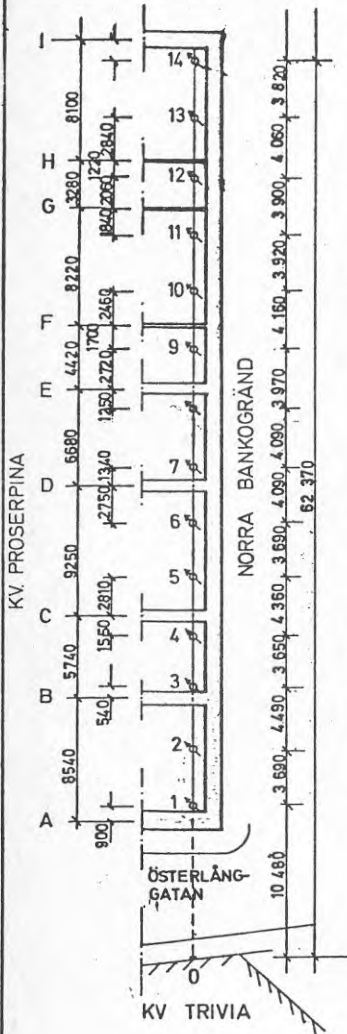
## TABELL

## LÄNGDÄNDRING VID TEMPERATURÄNDRING 1°C

STÅL  $\alpha = 12.2 \cdot 10^{-6}$ MURVERK  $\alpha = 4.9 \cdot 10^{-6}$ 

NORR

SKEPPSBRON



AVSNITT	LÄNGD MM	FÖRLÄNGN. MM		AVSNITT	LÄNGD MM	FÖRLÄNGN. MM	
		STÅL	MURVERK			STÅL	MURVERK
0-A	9580	0.1169	—	E-F	4420	0.0539	0.0217
A-1	900	0.0110	0.0044	9-10	4160	0.0508	0.0204
1-2	3690	0.0450	0.0181	F-10	2460	0.0300	0.0121
2-B	3950	0.0482	0.0194	10-11	3920	0.0478	0.0192
A-B	8540	0.1042	0.0418	11-G	1840	0.0224	0.0090
2-3	4490	0.0548	0.0220	F-G	8220	0.1003	0.0403
B-3	540	0.0066	0.0026	11-12	3900	0.0476	0.0191
3-4	3650	0.0445	0.0179	G-12	2060	0.0251	0.0101
4-C	1550	0.0189	0.0076	12-H	1220	0.0149	0.0060
B-C	5740	0.0700	0.0281	G-H	3280	0.0400	0.0161
4-5	4360	0.0532	0.0214	12-13	4060	0.0495	0.0199
C-5	2810	0.0343	0.0138	H-13	2840	0.0346	0.0139
5-6	3690	0.0450	0.0181	13-14	3820	0.0466	0.0187
6-D	2750	0.0336	0.0135	H-I	8100	0.0988	0.0397
C-D	9250	0.1128	0.0453	A-C	14280	0.1742	0.0700
6-7	4090	0.0499	0.0200	A-D	23530	0.2871	0.1153
D-7	1340	0.0163	0.0066	A-E	30210	0.3686	0.1480
7-8	4090	0.0499	0.0200	A-F	34630	0.4225	0.1697
8-E	1250	0.0152	0.0061	A-G	42850	0.5228	0.2100
D-E	6680	0.0815	0.0327	A-H	46130	0.5628	0.2260
8-9	3970	0.0484	0.0195	A-I	54230	0.6616	0.2657
E-9	2720	0.0332	0.0133	0-14	62370	0.7609	—
9-F	1700	0.0207	0.0083				

MÅTT I MM

A-I &amp; VÄGG (UNGEFÄRLIGT LÄGE)

J&amp;W ARB.NR 8 083 042

# BJURSTRÖMS

## Geotekniska Byrå AB

GRENSTOEN 2 A · BOX 136 · 181 21 LIDINGÖ 1 · TEL. 08/785 25 96

MÄTNING AV HORIZONTELLA RÖRELSER

KV. PROSERPINA

GAMLA STAN

STOCKHOLMS KOMMUN

RITAD AV *m*

GRANSKAD AV

LIDINGÖ DEN

SKALOR

PLAN 1:400

ÄRENDE

G 7666

RITN. NR

3

Mätpunkter	0-mättn 750220	Mättn 1 750320	Mättn 2 750418	Mättn 3 750515	Mättn 4 750623	Mättn 5 750730	Mättn 6 750820	Mättn 7 750922	Mättn 8 751021	Mättn 9 751121	Mättn 10 751222	Mättn 11 760122	Mättn 12 760224	Mättn 13 760323	Mättn 14 760420	Mättn 15 760623
H 1 x)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H 2	0	+0,008	0	+0,005	+0,030	-0,020	+0,136	+0,107	+0,091	+0,118	+0,072	+0,086	+0,070	+0,127	+1,058	+0,099
H 3	0	+0,089	+0,062	+0,048	-0,002	-0,003	+0,187	+0,269	+0,292	+0,326	+0,252	+0,231	+0,247	+0,320	+0,288	+0,169
H 4	0	+0,140	+0,153	+0,106	+0,049	+0,060	+0,186	+0,274	+0,386	+0,553	+0,639	+0,769	+0,911	+1,077	+1,002	+0,927
H 5	0	+0,190	+0,216	+0,310	+0,236	+0,322	+0,366	+0,421	+0,426	+0,573	+0,558	+0,626	+0,725	+0,826	+0,928	+0,955
H 6	0	+0,243	+0,295	+0,494	+0,422	+0,600	+0,650	+0,727	+0,633	+0,744	+0,666	+0,645	+0,728	+0,769	+1,038	+1,139
H 7	0	+0,213	+0,285	+0,458	+0,309	+0,563	+0,553	+0,678	+0,557	+0,650	+0,510	+0,475	+0,600	+0,630	+0,846	+0,873
H 8	0	+0,184	+0,291	+0,464	+0,253	+0,485	+0,486	+0,651	+0,547	+0,663	+0,519	+0,497	+0,653	+0,704	+0,903	+0,772
H 9	0	+0,156	+0,368	+0,579	+0,391	+0,649	+0,594	+0,756	+0,644	+0,728	+0,536	+0,536	+0,715	+0,721	+1,039	+0,696
H 10	0	+0,089	+0,505	+0,654	+0,496	+0,872	+0,734	+0,850	+0,703	+0,776	+0,676	+0,606	+0,859	+0,908	+1,152	+0,518
H 11	0	+0,049	+0,426	+0,657	+0,583	+0,995	+0,913	+1,034	+0,864	+0,947	+0,753	+0,704	+0,923	+0,985	+1,286	+0,655
H 12	0	+0,011	+0,492	+0,809	+0,877	+1,386	+1,303	+1,386	+1,091	+1,101	+0,853	+0,741	+0,940	+0,969	+1,406	+0,850
H 13	0	-0,066	+0,592	+1,000	+1,257	+1,887	+1,838	+1,864	+1,445	+1,371	+1,017	+0,850	+1,005	+1,021	+1,581	+1,180
H 14 xx)	0	+0,017	+0,763	-0,284	+0,085	+0,778	+0,776	+0,781	+0,252	+0,128	-0,280	-0,503	-0,390	-0,410	+0,240	-0,049

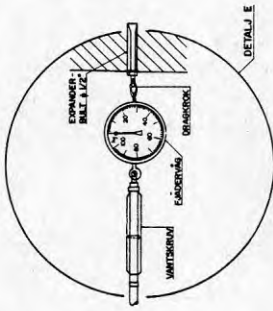
x) H 1 är utgångspunkt för mätningarna

xx) Mättnpunkt H 14 skadad, mätvärdena ej rättvisande

## SAMMANSTÄLLNING AV UPPMÄTTA HORIZONTALRÖRELSER (mm)

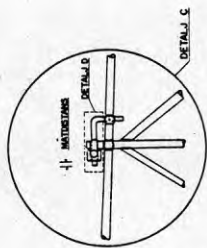
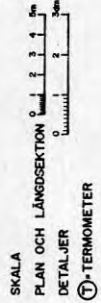
Mätpunkter	Mättn 16 760825	Mättn 17 761025	Mättn 18 761230	Mättn 19 770225	Mättn 20 770527	Mättn 21 770929	Mättn 22 771025	Mättn 23 780224	Mättn 24 780525	Mättn 25 781221	Mättn 26 790515	Mättn 27 791017	Mättn 28 800507
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,009	0,029	0,099	0,042	0,032	0,200	0,028	0,077	0,102	0,318	0,319	0,241	0,376
3	0,153	0,312	0,361	0,218	0,344	0,608	0,437	0,489	0,538	0,937	0,773	0,967	1,108
4	0,809	1,278	1,576	1,689	1,809	2,049	1,944	2,692	2,838	3,343	3,513	3,490	4,122
5	0,919	1,266	1,442	1,506	1,842	2,095	1,995	2,467	2,856	3,197	3,442	3,584	3,745
6	1,198	1,508	1,491	1,612	2,138	2,485	2,388	2,447	3,177	3,400	3,686	3,944	4,354
7	0,958	1,185	1,036	1,184	1,652	1,952	1,823	1,732	2,388	2,534	2,631	2,885	3,089
8	0,960	1,060	0,881	1,042	1,530	1,788	1,649	1,451	2,192	2,402	2,455	2,739	2,949
9	1,087	1,103	0,849	1,073	1,698	1,951	1,864	1,581	2,475	2,671	3,081	3,351	3,555
10	1,139	1,145	1,059	1,400	1,872	1,980	1,905	1,825	2,392	2,398	2,292	2,419	2,813
11	1,522	1,532	1,417	1,699	2,362	2,645	2,525	2,530	3,260	3,490	3,702	4,051	4,447
12	1,929	1,729	1,445	1,692	2,602	2,958	2,791	2,533	3,511	3,583	3,889	4,328	4,662
13	2,450	2,018	1,561	1,748	2,920	3,372	3,139	2,610	3,820	3,661	4,099	4,628	4,976
14	1,339	0,791	0,201	0,377	1,678	2,183	1,939	1,196	2,622	2,271	2,819	3,473	3,857



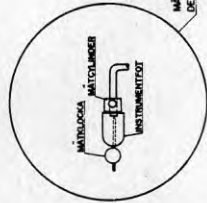


DETALJ E

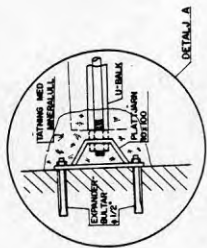
MÄTNING MOT METALLSTÅNG  
FÖR BESTÄMMNING AV HORIZONTAL RÖRELSE



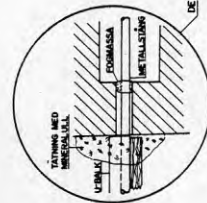
DETALJ C



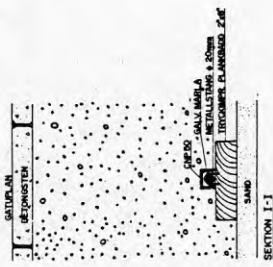
MÄTTINGSPRINCIP  
DETALJ D (se Drott C)



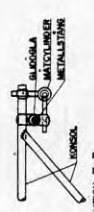
DETALJ A



DETALJ B



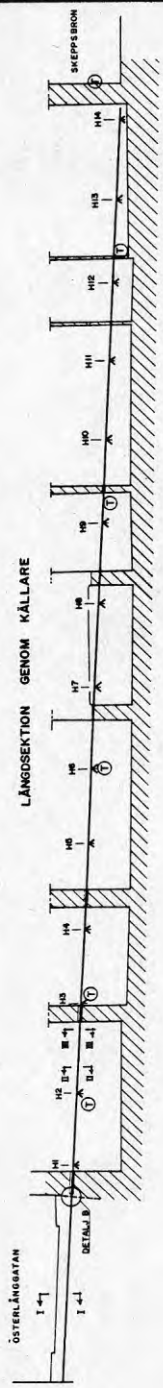
SEKTION I-I



SEKTION II-II

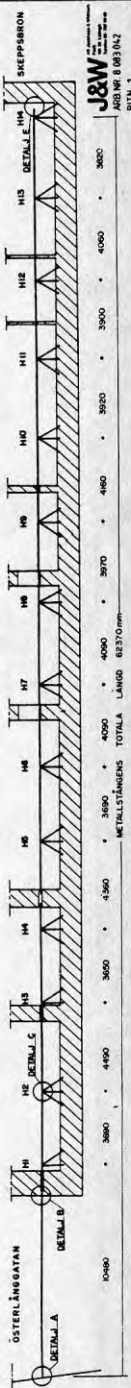


SEKTION III-III



LÅNGSEKTION GENOM KÄLLARE

KÄLLARPLAN



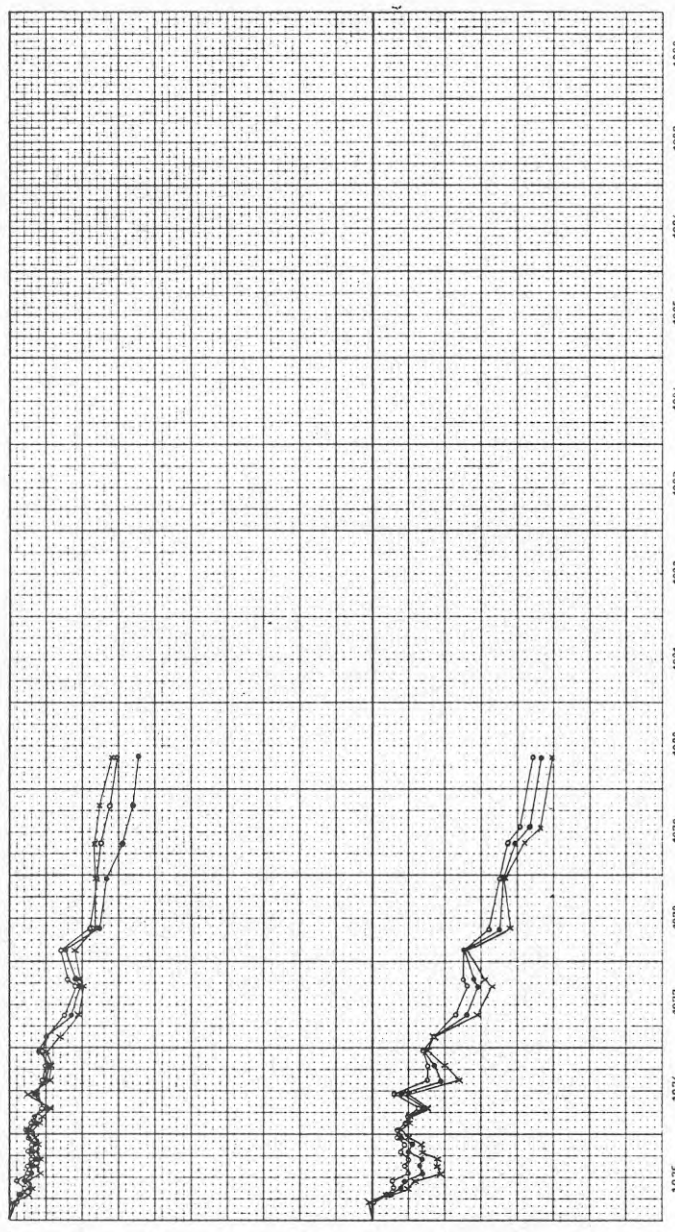
METALLSTÅNGENS TOTALA LÄNGD 82370 mm





MÄTPUNKT

H 8, H 9, H 10  
o  
x



Förskjutning i mm  
mot sjon

H 11, H 12, H 13  
o  
x

Förskjutning i mm  
mot sjon

**J&W**  
AB Jacobson & Widman  
S-141 84  
S-141 84  
Telefon 08-742 00 00

STOCKHOLMS FASTIGHETSKONTOR  
Grundläggningstraktion

TEKNISKA NÄMNDEN  
FELINGSGATAN 4  
TEL. 30 25 00 00

**J & W**  
H. R. JAW  
STOCKHOLM S-141 84

---

KV. PROSERPINA, GAMLA STAN

MÄTNING AV HORIZONTALFÖRREELSE  
MOT FASTORANKNAD METALLÅNG

8 083 042 3:2



RAPPORT

Rörelsemätningar inom tunnelbanestation Gamla Stan

Denna rapport avges på uppdrag av Stockholms fastighetskontor som led i BFR-projektet "Grundförstärkningsmetodik för byggnader på utfylld mark i Gamla Stan".

1. Bakgrund

Gatukontoret har genom stadsbyggnadskontorets mätavdelning utfört rörelsekontroll inom stationsområdet (figurer 1 och 2) sedan år 1958. Orsaken härtill är att det såsom framgår av boken "Teknisk beskrivning av Stockholms tunnelbana 1957" var en förutsättning för konstruktionsarbetena vid station Gamla Stan bland annat: "Vid denna station befinner sig marken i rörelse i såväl vertikal som horisontell led med några millimeter per år".

Hela stationen är grundlagd på pålar, som för plattformskonstruktionerna utgörs av träpålar, för övriga delar huvudsakligen av stålplålar. Mellan tunnelbanan och Riddarfjärden ligger SJ:s uppfartsramp från Riddarholmen till den nya järnvägsbron, som utfördes ungefär samtidigt med tunnelbanearbetena. I Riddarfjärden parallellt med järnvägen och delvis in under järnvägsbron och Centralbron utfördes dessförinnan av Stockholms Hamn en omfattande stödbank, varvid de lösa jordmassorna muddrades bort och ersattes med sprängstensfyllning inom ett område ca 200 x 50 m. Se fig 3.

Rörelsekontrollerna har under åren 1958 - 1964 skett genom årliga mätningar och sedan år 1967 med fyra års intervall. Mätningarna har avsett dels vertikala sättningar, dels eventuella rörelser i sidled.

2. Mätningarnas utförande

Sättningskontroller har utförts på mätpunkterna nr 1 - 7 och 22 - 53 (figur 2). Vid sättningsmätningarna har som fixpunkt använts rikets fixpunkt i Schering Rosenhanes Gränd på Riddarholmen. Mätningarna har utförts med precisionsavvägningsinstrument. Osäkerheten vid dessa mätningar är angiven till ca  $\pm(0,2 - 0,3)$  mm.

Kontroll av sidorörelser har utförts för punkterna 8 - 21 och 53, vilka i huvudsak ligger på stödmuren mot Riddarfjärden. Rörelserna har bestämts genom att man från en stationspunkt på västra plattformens norra del med en sekundteodolit mätt vinkeln mellan resp mätpunkt och en bestämd utgångsriktning mot en tornspira på ett hus vid Mariaberget. Som kontrollpunkt för utgångsriktningen har man använt en dubb, ingjuten i spårtunnelns vägg norr om stationen. Sidorörelsen har sedan beräknats med hjälp av vinkeländringen och avståndet från stationspunkt till mätpunkt. Resultatet ger här en rörelse i ungefär öst-västlig riktning. Osäkerheten vid dessa mätningar, som utförts nattetid, har storleken  $\pm(2 - 3)$  mm.



Rörelser i nord-sydlig riktning har kontrollerats genom att avstånden mellan de olika dubbarna mätts.

Sidorörelserna har också kontrollerats i gångtunneln mellan biljetthallen och uppgången i kv Ikaros, genom att man i två dilatationsfogar mätt mellanrummen mellan de angränsande monoliterna på ingjutna dubbar. Det må nämnas, att fogarna är utformade för att kunna ta en rörelse av ca 25 cm vardera.

### 3. Sättningar

Sammanställningen av de uppmätta sättningarna (tabell 1) visar, att dessa är obetydliga med undantag för punkterna 29, 38 och 39. Punkt 29 har sjunkit ca 6 mm under tiden 1958-02-12 till 1975-03-20, dvs under 16 år. Motsvarande sättningar är för punkt nr 38 ca 10 mm och för punkt nr 39 ca 13 mm, dvs i ingen punkt så mycket som 1 mm/år. Inga sättningsmätningar utfördes 1979.

Sättningarnas förlopp kan närmare studeras dels i tabell 1, dels i diagram som uppgjorts för de ovan nämnda punkterna 29, 38 och 39 (diagram 1).

### 4. Sidorörelser på plattformen

Sidorörelsernas storlek redovisas dels i tabell 2, dels i diagram som uppgjorts för de punkter där kontrollmätningarna kunnat göras ända fram till år 1975 eller längre (diagram 2 - 4). Utgångsmätningarna utfördes 1958-08-12 för samtliga punkter med undantag för punkterna nr 8 och 20, där de första mätningarna gjordes 1959-02-10. Den senaste mätningen utfördes 1979-10-03. Vissa mätpunkter har av olika skäl bortfallit under mättingsperioden. Rörelser mot väster - mot Riddarfjärden - har betecknats som positiva, under det att rörelser mot öster - mot Munkbroleden - har betecknats som negativa.

Sidorörelserna visar en något oenhetlig bild så till vida, att punkterna 9 och 11 enligt tabellen förskjutits inåt land mot Munkbroleden, under det att övriga punkter förskjutits utåt mot Riddarfjärden. Rörelserna inåt land är emellertid mycket små (0 - 4 mm) och torde kunna anses ligga inom felgränserna. För de flesta av de punkter, som rört sig mot Riddarfjärden, är förskjutningarna av samma storleksordning. Endast punkterna nr 15, 16 och 18 har uppvisat påtagliga rörelser utåt Riddarfjärden, mellan 17 och 25 mm på 20 år, dvs ca 1 mm/år. Punkt nr 17 har fallit bort efter 1961, men visar så långt samma tendens som de övriga punkterna inom gruppen 15 - 18.

### 5. Sidorörelser i gångtunneln

Mätningarna av mellanrummen i dilatationsfogarna har gett som resultat mycket små variationer, maximalt ca 2 mm, och dessutom hoppat fram och tillbaka. Variationerna ligger helt inom gränserna för temperaturskillnader om ca 15<sup>o</sup> C.



#### 6. Rörelser i plattformarnas längdled

Avståndet mellan två närliggande mätpunkter har med två undantag uppvisat mycket små variationer, 2 - 4 mm. Avståndet mellan punkterna 31 och 32, som ligger på tunnelbanans stödmur mot SJ, har emellertid minskat med 15 mm på 16 år, och avståndet mellan punkterna 43 och 44, som ligger på SJ:s rampkonstruktion närmast bron över Söderström, har ökat med 10 mm under samma tid.

#### 7. Slutsatser

Ovan relaterade mätningar har gett vid handen, att de befärade förskjutningarna om några mm per år både i sida och höjd inte uppträtt under mätperioden. Sannolikt har den av Hamnförvaltningen utförda stödbanken stoppat de tidigare iakttagna rörelserna.

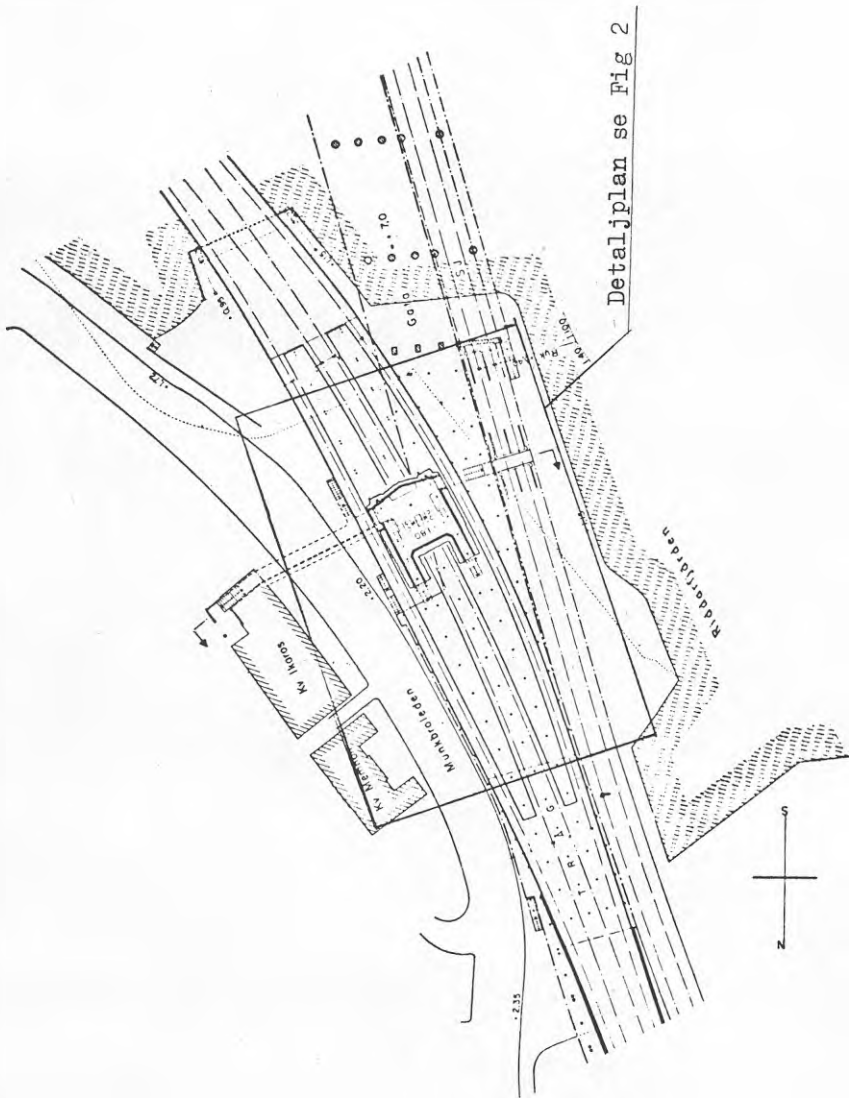
Man kan notera, att de enda påtagliga rörelserna både i sida och höjd uppträtt i samma område, beläget på sjösidan utanför den underjordiska tunnelbanebiljetthallen. Någon förklaring till dessa rörelser är svår att ge. Möjligen kan någon lokal svaghet i den gamla hamnkonstruktionen ha gett upphov till sättningarna och förskjutningarna.

Längdändringen mellan mätpunkterna 43 och 44 kan eventuellt förklaras med påverkningar från järnvägsbrons längdändringar i samband med temperaturväxlingar.

Rörelsernas karaktär och storlek är emellertid sådana, att de inte ger anledning till farhågor för konstruktionernas bestånd.

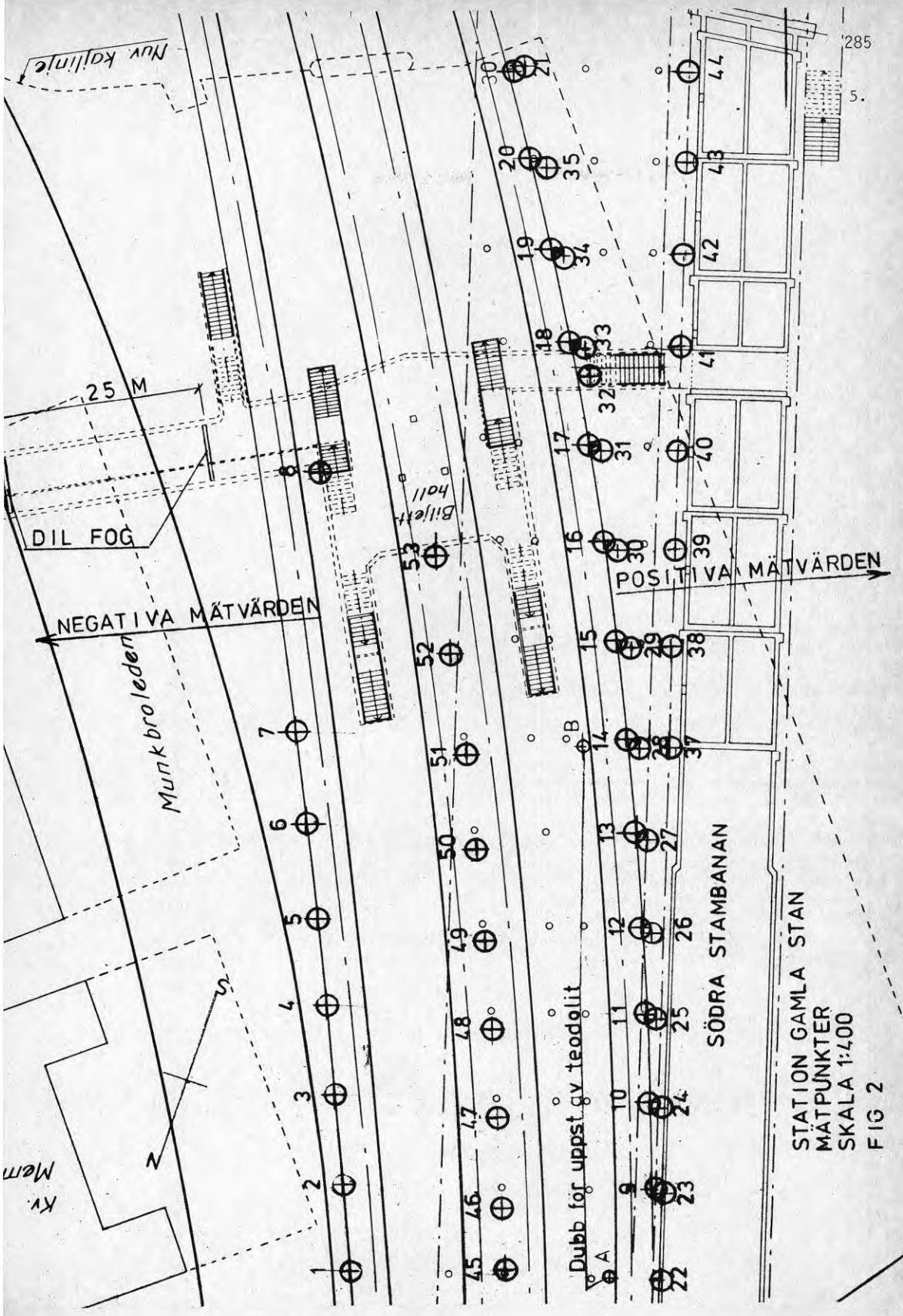
*K-H Anmark*  
K-H Anmark

*K Lundborg*  
K Lundborg



Tunnelbanestation Gamla Stan  
Översiktsplan

Fig 1







AVVÄGNINGSRESULTAT FOR KV/GATA: Station Gamla Stan		KBL:		FIXPUNKT: Scher, Rosenhanes gränd								
AVVÄGNINGEN UTFORD AV: Sbk, ing. Bo Sahl												
Datum	59-02-13	59-05-17	60-06-22	61-05-30	62-06-28	63-08-20	64-09-01	67-06-11	71-05-04	75-03-20	Differensen är angiven i mm (omfort med första avvägningen)	
Dubnr	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)
1	2,733	0	2,732	-1	2,729	-4	2,731	-2	2,729	-4	2,731	-2
2	2,730	0	2,729	-1	2,727	-3	2,728	-2	2,726	-4	2,728	-2
3	2,678	0	2,677	-1	2,675	-3	2,676	-2	2,674	-4	2,676	-2
4	2,640	0	2,639	-1	2,637	-3	2,638	-2	2,636	-4	2,638	-2
5	2,620	0	2,620	0	2,617	-3	2,619	-1	2,617	-3	2,618	-2
6	2,590	0	2,589	-1	2,586	-4	2,588	-2	2,586	-4	2,587	-3
7	2,580	0	2,579	-1	2,576	-4	2,577	-3	2,576	-4	2,577	-3
22	2,652	0	2,652	0	2,650	-2	2,651	-1	2,650	-2	2,651	-1
23	2,685	0	2,685	0	2,684	-1	2,684	0	2,685	0	2,685	0
24	2,678	0	2,680	2	2,678	0	2,678	0	2,678	0	2,678	0
25	2,693	0	2,693	0	2,691	-2	2,692	-1	2,691	-2	2,692	-1
26	2,683	0	2,683	0	2,681	-2	2,682	-1	2,681	-2	2,682	-1
27	2,669	0	2,668	-1	2,666	-3	2,666	-3	2,666	-3	2,666	-3
28	1,503	0	1,502	-1	1,499	-4	1,499	-4	1,499	-4	1,500	-3
29	2,675	0	2,674	-1	2,671	-4	2,671	-4	2,670	-5	2,670	-5
30	2,672	0	2,671	-1	2,668	-4	2,669	-3	2,668	-4	2,669	-3
31	2,673	0	2,673	0	2,670	-3	2,671	-2	2,670	-3	2,671	-2
32	1,537	0	1,536	-1	1,533	-4	1,535	-2	1,535	-2	1,535	-2
33	1,610	0	1,609	-1	1,606	-4	1,607	-3	1,606	-4	1,606	-4
34	1,607	0	1,606	-1	1,603	-4	1,604	-3	1,603	-4	1,603	-4
35	1,600	0	1,598	-2	1,596	-4	1,597	-3	1,596	-4	1,597	-3
36	1,590	0	1,588	-2	1,585	-5	1,586	-4	1,585	-5	1,584	-6
37	1,495	0	1,494	-1	1,491	-4	1,492	-3	1,491	-4	1,491	-4
38	1,472	0	1,470	-2	1,466	-6	1,465	-7	1,465	-7	1,464	-8
39	1,500	0	1,498	-2	1,494	-6	1,495	-5	1,495	-5	1,496	-4
40	1,504	0	1,503	-1	1,501	-3	1,502	-2	1,501	-3	1,503	-1

Tabell 1

Datum Dubbnr	59-02-12		59-06-11		60-06-22		61-05-30		62-06-28		63-08-20		64-09-01		67-06-14		71-05-04		75-03-20		
	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Höjd (m)	Diff (mm)	Differensen är angiven i mm (jämfört med första avvägningen)
41	1,446	0	1,444	-2	1,442	-4	1,443	-3	1,443	-3	1,443	-3	1,444	-2	1,442	-4	1,442	-4	1,444	-2	
42	1,257	0	1,256	-1	1,254	-3	1,254	-3	1,254	-3	1,254	-3	1,255	-2	1,253	-4	1,253	-4	1,254	-3	
43	1,241	0	1,240	-1	1,238	-3	1,237	-4	1,237	-4	1,238	-3	-		1,240	-1	1,236	-5	1,237	-4	
44	1,286	0	1,284	-2	1,282	-4	1,282	-4	1,282	-4	1,283	-3	1,284	-2	1,282	-4	1,282	-4	1,283	-3	
45	2,271	0	2,272	+1	2,269	-2	2,270	-1	2,270	-1	2,269	-2	2,270	-1	2,268	-3	2,269	-2	2,270	-1	
46	2,381	0	2,381	0	2,378	-3	2,379	-2	2,379	-2	2,377	-4	2,378	-3	2,377	-4	2,378	-3	2,378	-3	
47	2,412	0	2,412	0	2,410	-2	2,410	-2	2,410	-2	2,409	-3	2,411	-1	2,409	-3	2,411	-1	2,411	-1	
48	2,438	0	2,438	0	2,436	-2	2,437	-1	2,436	-2	2,436	-2	2,437	-1	2,435	-3	2,437	-1	2,437	-1	
49	2,471	0	2,471	0	2,468	-3	2,469	-2	2,469	-2	2,468	-3	2,469	-2	2,468	-3	2,469	-2	2,470	-1	
50	2,496	0	2,495	-1	2,492	-4	2,493	-3	2,493	-3	2,492	-4	2,494	-2	2,492	-4	2,493	-3	2,493	-3	
51	2,590	0	2,590	0	2,586	-4	2,587	-3	2,587	-3	2,586	-4	2,587	-3	2,585	-5	2,586	-4	2,586	-4	
52	2,632	0	2,632	0	2,629	-3	2,629	-3	2,629	-3	2,628	-4	2,630	-2	2,628	-4	2,628	-4	2,629	-3	
53	2,701	0	2,702	+1	2,700	-1	2,701	0	2,700	-1	2,700	-1	2,701	0	2,699	-2	2,700	-1	2,700	-1	

Tabell 1 forts.

Fixpunkt: Schering Rosenhanes Gränd på Riddarholmen





## V I N K E L M Ä T N I N G.

Kontroll i tvärled av dubb nr-8 - 21 samt dubb nr 53

Dubb nr Mät- tillfälle	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20 x)	21	53
1958-08-12		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1959-02-10		+0,3	+0,1	0,0	+0,7	+1,6	+2,6	+5,4	+5,9	+3,7	+5,5	+3,9		+0,3	+0,1
1959-06-12	0,0	-1,3	-0,8	-0,6	-0,1	+0,2	+0,3	+2,8	+1,8	+1,0	+1,4	+1,5	0,0	-2,5	+2,2
1960-06-23	+2,7	-0,8	-0,4	-0,1	+0,4	+1,0	+1,4	+6,3	+2,4	+2,2	+4,3	+5,1	+2,2	-3,4	+3,4
1961-06-08	+2,7	-2,3	-1,8	-1,1	-0,3	+0,9	+1,3	+7,1	+4,0	+3,8	+5,7	+4,3	+3,1	-0,2	+2,2
1962-06-15	+2,1	0,0	-	+1,4	-	+5,0	+5,0	+11,5	+8,7	-	+9,4	-	+3,5	-	+5,8
1963-06-20	-	-2,7	-	-2,0	-	-0,6	-0,1	+9,2	-	-	+2,5	-	-	-	+1,8
1964-06-30	-	-0,2	-	-0,3	-	+1,7	+3,2	+12,4	+8,7	-	+8,7	-	-	-	+4,8
1967-06-09	+1,7	-2,5	-	+0,1	-	+4,8	+4,7	+16,6	+11,7	-	+14,2	-	+8,5	-	+4,5
1971-04-27	+1,4	-4,3	-	-1,9	-	+2,6	+4,1	+16,9	+11,5	-	+12,0	-	+3,8	-	+4,1
1975-03-21	+4,3	-5,1	-	-2,2	-	+4,4	+5,8	+18,3	+12,5	-	+14,5	-	+8,8	-	-
1979-10-03	+3,0	-3,0	-	0,0	-	-	+9,0	+25,0	+17,0	-	+17,0	-	+4,0	-	+10,0
Skilnad mellan för- sta o sista mätningen	3,0	3,0	1,8	0,0	0,3	4,4	9,0	25,0	17,0	3,8	17,0	4,3	4,0	0,2	10,0
Rörelse i mm / år för mätperioden	0,1	0,1	1,0	0,0	0,1	0,3	0,5	1,2	0,9	1,3	0,9	2,0	0,2	0,1	0,5
Resultat inom fel- marginalen	X	X	X	X	X									X	

x) Punkterna mätta från punkt B Övriga punkter från punkt A

Positiva värden anger rörelse västerut. 0-mätning för punkterna 13 - 18 1958-- 08 - 12  
 Negativa värden anger rörelse österut 0-mätning för punkt 8 1959 - 06 - 12

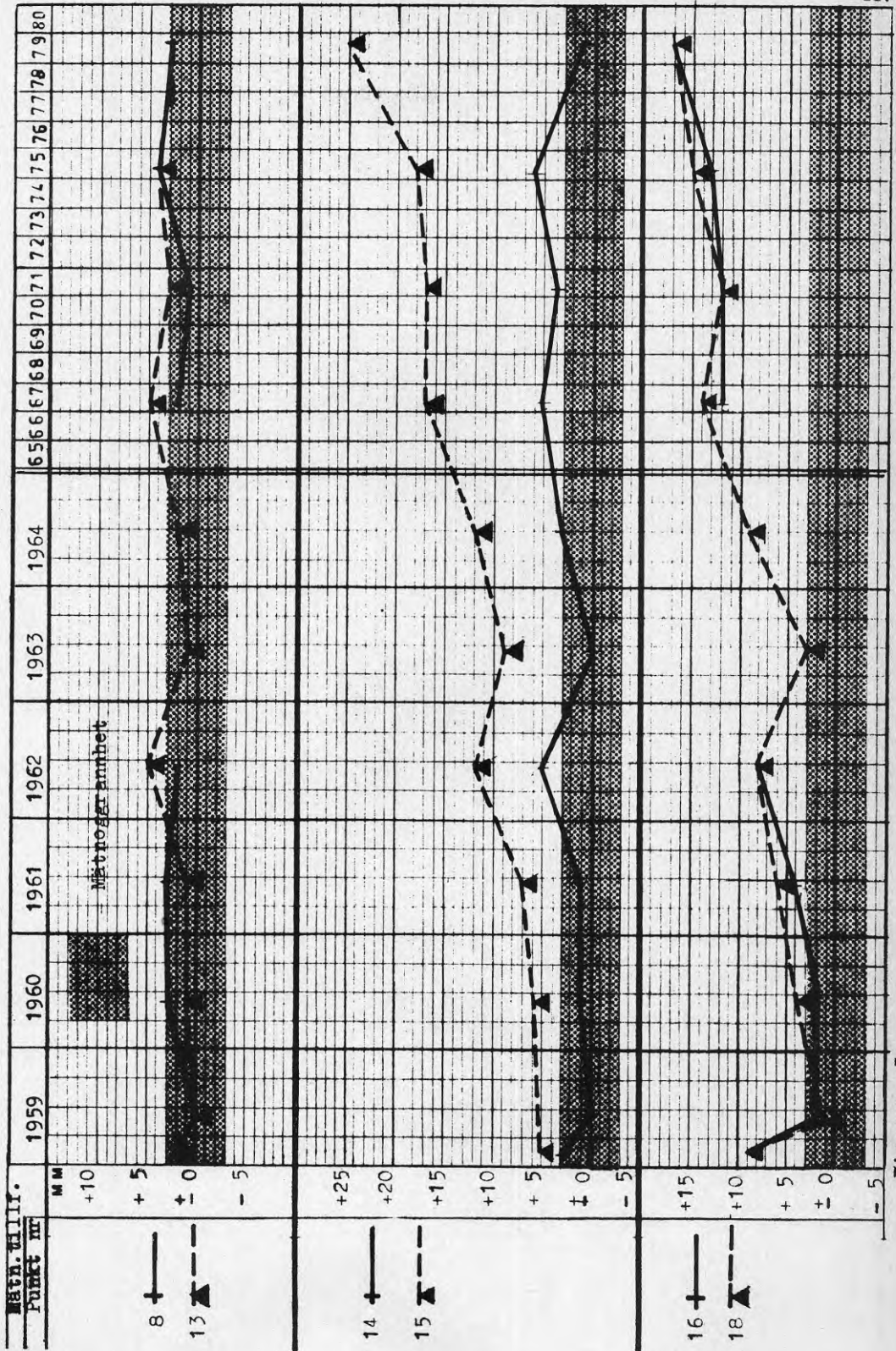
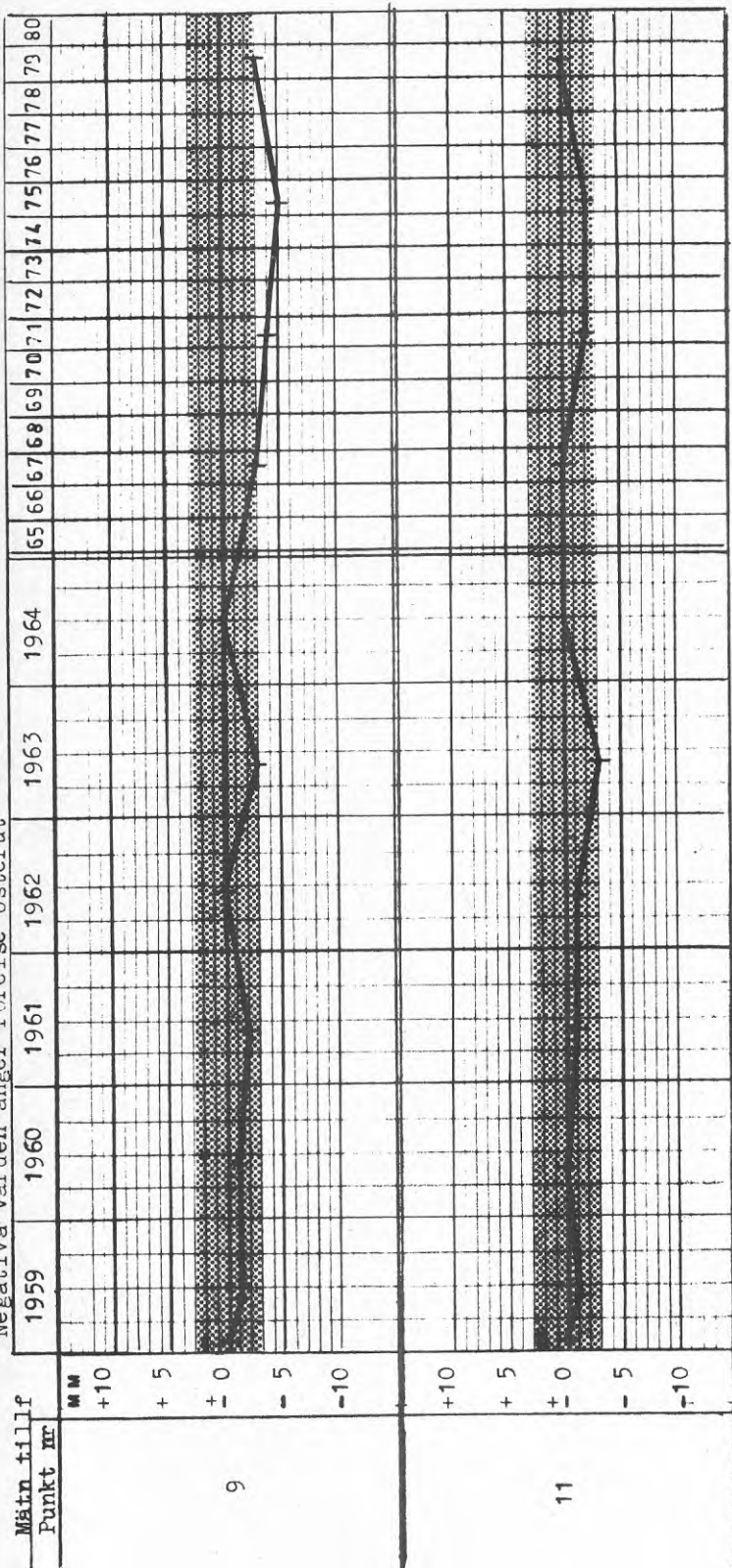


Diagram 3



O-mätning för punkterna 1958 - 08 - 12

Positiva värden anger rörelse västerut  
 Negativa värden anger rörelse österut

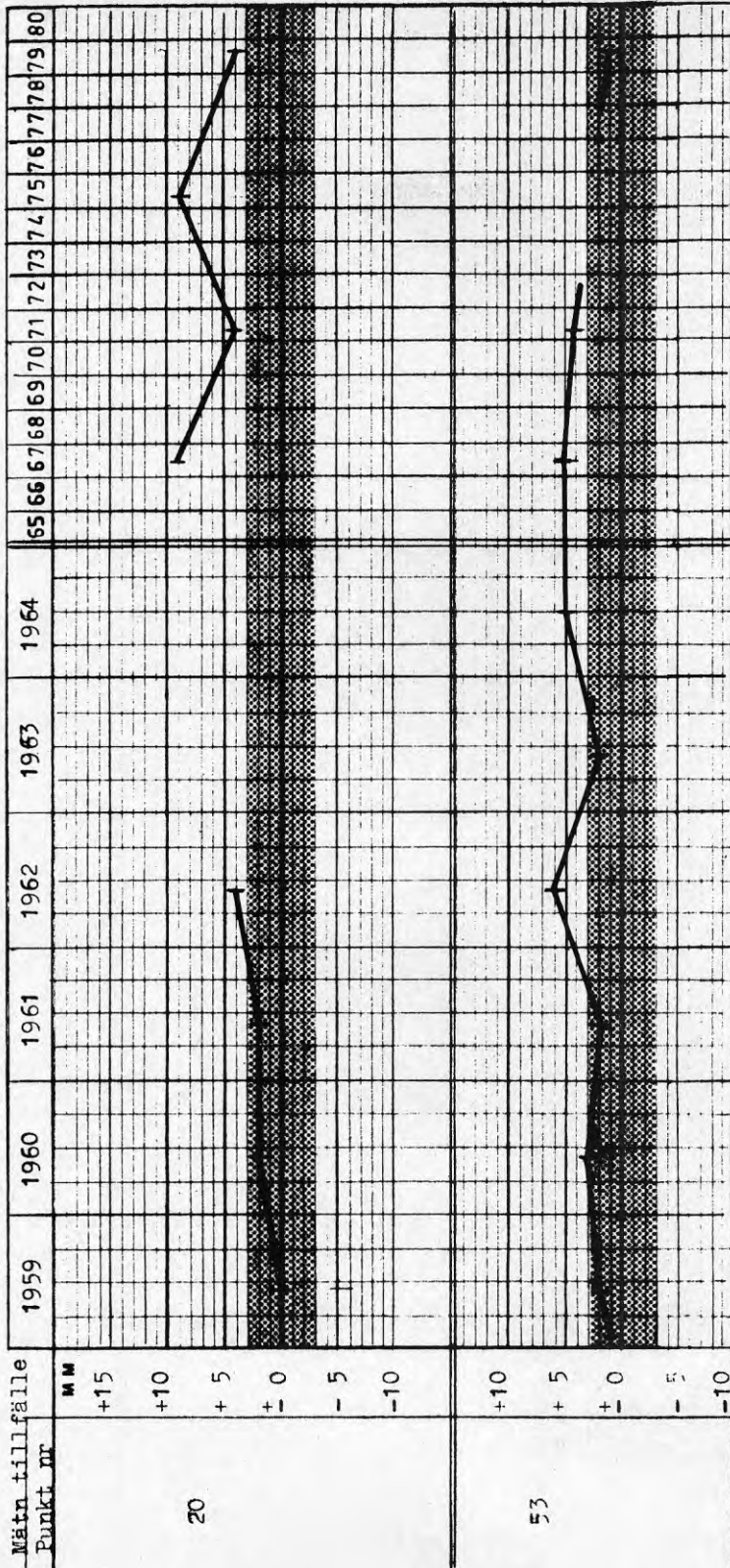



 = Mätogsgrannhet

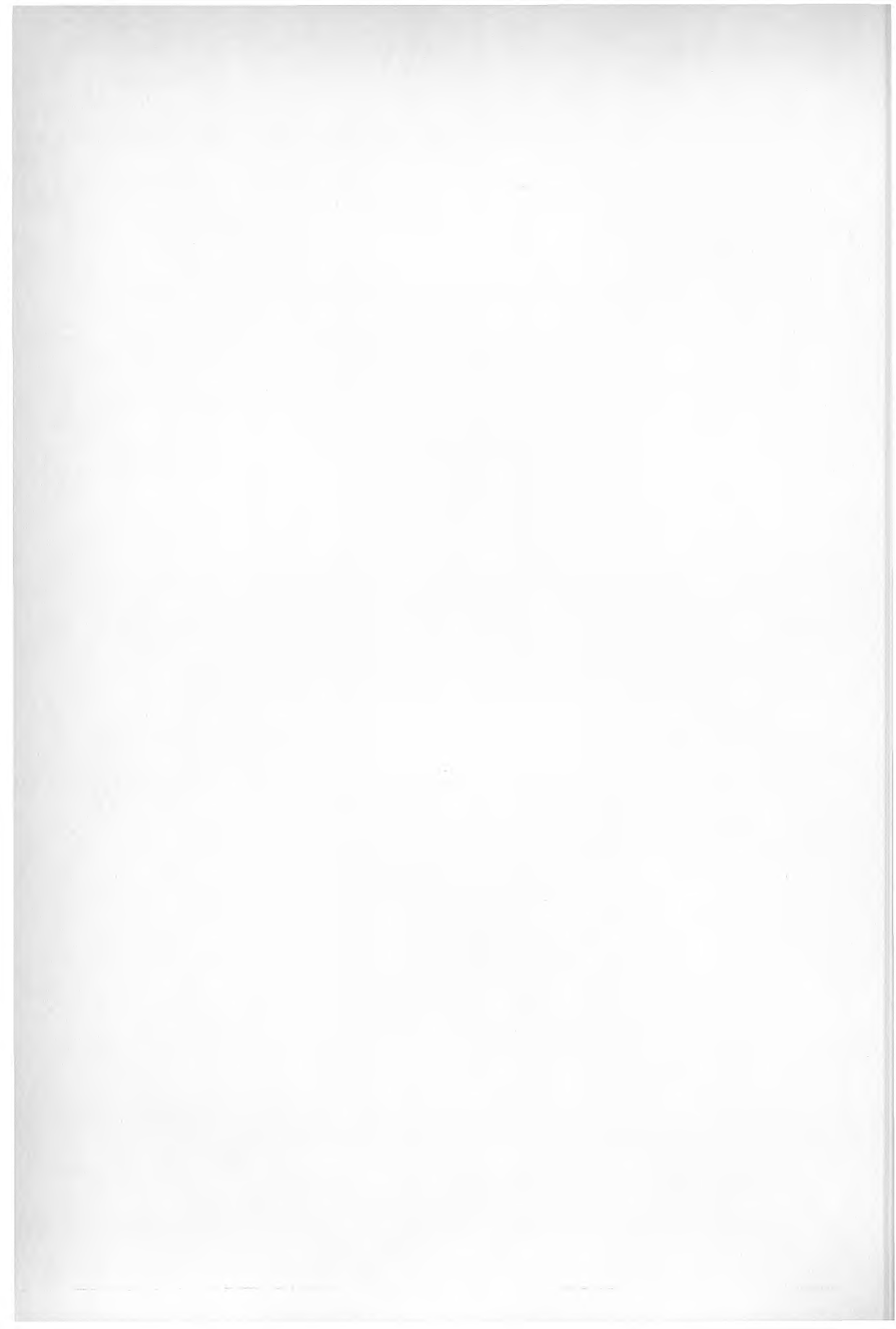
Diagram 2

Positiva värden avser rörelse västerut  
 Negativa värden avser rörelse österut

O-mätning för punkt 20 1959 - 06 - 12  
 O-mätning för punkt 53 1958 - 08 - 12



 = Mätoggrannhet



## BILAGA 5. KORROSION PÅ STALPÅLAR I GAMLA STAN

I samband med översiktliga geotekniska utredningar i Gamla Stan har undersökningar av jordens korrosivitet utförts, dvs. benägenheten för korrosionsangrepp (rostangrepp) på stål. Dessa undersökningar syftar till att ge ett översiktligt bedömningsunderlag för om särskilda skyddsåtgärder mot korrosion skall behöva vidtas för stältpålar, som kommer att användas vid grundförstärkningsprojekt.

I föreliggande redovisning har resultatet av kända tidigare korrosionsundersökningar i Gamla Stan sammanställts. En kortfattad sammanställning av på senare tid vunna erfarenheter inom området korrosion i jord redovisas. Vidare rekommenderas undersökningsmetoder och redovisas hittills erhållna resultat med dessa metoder. Slutligen lämnas en orientering om katodiskt korrosionsskydd av stältpålar med påtryckt ström.

### Tidigare utförda korrosionsundersökningar

Inventering av tidigare utförda undersökningar i Gamla Stan har givit följande resultat (detaljerat planläge för undersökningspunkterna redovisas på planskiss i bilaga A).

./.

#### • Uppdragning av i jord exponerade stål

(1a) *Glaucus 3, 1969*: En räl drogs upp 1969 och ett prov har okulärt analyserats av Domnarvets Jernverk. Rälen var märkt "1887" och ingick i en grundförstärkning som utfördes 1924. Provet visade inga anmärkningsvärda tecken på korrosion efter ca 50 års exponering i jord. Endast smärre punktkorrosionsangrepp (mindre än 1 mm djupa) påträffades. Jorden i området består överst av ca 15 m fyllnadsmassor som enligt provtagning i gatumark (Gaffelgränd) utgörs av friktionsjord, torv och växtdelar. Under fyllningen följer åsmaterial (sand och berg).

#### • Laboratorieanalys av upptagna jord- och vattenprover

(1b) *Glaucus 3, 1969*. 8 prover tagna på 2,0 till 9,5 m djup har analyserats med avseende på resistivitet och pH-värde. (Jordart: huggspån och sand med bark-, trä- och tegelrester). Resistiviteten uppmättes vara relativt låg, dock ej så låg att den ansågs vara skadlig för stältpålar. pH-värdet är högt pH = 7,2 å 8,2 (alkalisk reaktion).

(2) *Gaffelgränd - Lilla Hoparegränd 1967*: Prover tagna på ca 6, 8 och 12,5 m djup har analyserats med avseende på specifik ledningsförmåga och pH-värde. Risken för avfrätning på stål angavs vara ringa på ca 6 m djup (jordart: grusig sand, trärester och stenar) men påtaglig på ca 8 och 12,5 m djup (jordart: torv med trä- och tegelrester).

	Datum	Beteckning
	80-01-04	8 083 042 sid 2
kompl.	80-05-30	

- (3) *Gaffelgränd (vid Skeppsbron), 1967*: Prov taget på ca 4 m djup (jordart: sandig torv med tegel-, murverk- och trärester) har analyserats med avseende på specifik ledningsförmåga och pH-värde. Risken för avfrätning angavs vara påtaglig.
- (4) *Stora Hoparegränd, 1967*: Prov taget på ca 2,5 m djup (jordart: lerig sand med stenar och träbitar) har analyserats med avseende på specifik ledningsförmåga och pH-värde. Risken för avfrätning ansågs vara ringa.
- (5) *Marsyas 10, 1978*: Prover på grundvatten har tagits på 0,5, 2, 4 och 6 m djup i en punkt. Vattnet har analyserats med avseende på specifik ledningsförmåga och pH-värde. Korrosiviteten har på basis av uppmätta värden betecknats som hög (korrosionshastighet: ca 5 mm/100 år).

./.

- Korrosionssondering med sond typ NGI (resultaten av utförda sonderingar redovisas i sammanställt form i bilaga B):

- (6) *Midas 4B, 1977*: Korrosionssondering utfördes i en punkt till 19 m djup.
- (7) *Pollux 1, 2, 1978*: Korrosionssondering utfördes i två punkter till ca 4 respektive 6 m djup.
- (8) *Narcissus 4, 1978*: Korrosionssondering utfördes i en punkt till ca 5 m djup.
- (9) *Cadmus 1, 1978*: Korrosionssondering utfördes i två punkter till ca 7 respektive 8,5 m djup.
- (10) *Medusa 4, 1979*: Korrosionssondering utfördes i en punkt till ca 5 m djup.

I mätpunkterna består jorden överst av fyllning som normalt har 5 å 10 m mäktighet.

- Övriga undersökningar

Ytterligare undersökningar i Gamla Stan finns omnämnda i litteraturen men närmare resultat saknas. I samband med utbyggnaden av T-banestationen på 50-talet i Gamla Stan utfördes enligt uppgift kemisk undersökning av ett stort antal jordprover. Aggresiviteten mot stål uppvisade stora variationer, men som slutomdöme angavs att man fick räkna med en sannolik avrostning av stålplåtar av storleken 4-6 mm/100 år.

### Litteraturgenomgång

I det följande relateras synpunkter och bedömningar av generell karaktär. Förhållandena i Gamla Stan, särskilt där förekommande gamla och mäktiga fyllnadslager innebär speciella korrosionsproblem. Redovisningen avser pålar. För ex.vis jordförlagda ledningar är korrosionssituationen delvis annorlunda.



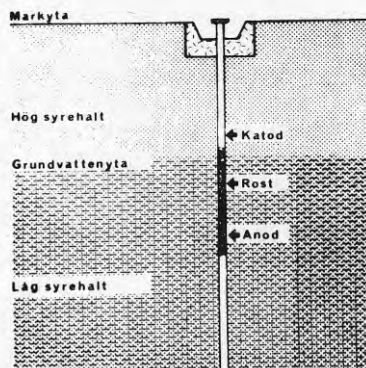
Datum 80-01-04 Beteckning 8 083 042 sid 3  
 kompl. 80-05-30

E Sandegren redovisar i [5] och [5A] resultat från ett stort antal exponeringsförsök med vertikala stålstänger i jord. Det konstateras att den uppmätta korrosionen i allmänhet är betydligt mindre än den teoretiskt förväntade såväl över som under grundvattennivån. Om jorden blivit luftad kan korrosionen dock bli stor. De metoder som använts för att bedöma korrosionshastigheten, t ex pH- och resistivitetsmätningar förefaller otillräckliga. Sandegren menar att bättre metoder måste utvecklas för bedömning av korrosionshastighet för pålar. Det är önskvärt att undersökningar av korrosionsrisk i jord utförs i fält. Om mätningar utförs på laboratorium måste de utföras på ostörda jordprover så kort tid efter provtagningen som möjligt. Sandegren drar följande slutsatser:

- Pålar med en önskvärd livslängd av mindre än 50 år bedöms ej behöva överdimensioneras med hänsyn till korrosionen. Om jorden blivit luftad, t ex genom schaktning och återfyllning är dock korrosionsrisken större.
- Pålar med en önskvärd livslängd av mellan 50 och 100 år föreslås överdimensioneras något eller skyddas på annat sätt i och något under den luftade zonen framför allt om pålen kommer att stå i återfylld eller uppfylld jord.
- För pålar med en önskvärd livslängd av över 100 år, bör företas en speciell utredning av korrosionsrisken eller bör anordnas ett katodiskt skydd.

I [6] konstateras att stålets sammansättning av hittills framkomna erfarenheter har mindre inverkan på korrosionsangreppets storlek i jord än andra faktorer.

Att döma av de iakttagelser på korrosionsangrepp som är gjorda i olika sammanhang verkar bildandet av s k luftningsceller ha en dominerande inverkan när det gäller korrosion i jord. En luftningscell kan uppkomma mellan en överdel och en underdel av en stålpåle om skillnader i syrehalt finns i de jordlager som omger pålens övre respektive undre del, jfr figur.



Korrosion genom luftningscell på stålpåle i jord. Området ovanför grundvattentytan är syrerikare än under, där stålet därigenom blir anodiskt och angrips. Genom att grundvattentytan växlar med årstiderna berörs ett större område av pålen, någon meter, av rostningen

Datum  
80-01-04  
kompl. 80-05-30

Beteckning  
8 083 042 sid 4

Med utgångspunkt från allmänna erfarenheter av korrosion på stål-pålar redovisas tre typfall i [6]:

- Pålar helt under grundvattenytan

Stålpålar som befunnit sig enbart under grundvattenytan har visat låg korrosionshastighet i lera, 1-4 mm/100 år.

- Pålar helt över grundvattenytan

För pålar helt över grundvattenytan är korrosionen "resistansstyrd", dvs. i hög grad beroende av jordens resistivitet. Korrosionshastigheter på 0,10 - 0,15 mm/år har i vissa fall inträffat i denna zon. Är jorden inhomogen och består av fyllning finns förutsättningar för bildande av större luftningsceller, och därmed föreligger risk för dels ytfrätning och dels djupgående gropfrätning.

- Pålar delvis över och delvis under grundvattenytan

Det är då tänkbart att hela pålen bildar en luftningscell. Undersökningar på pålar i denna situation utförda av E Sandegren visar på liten korrosion både över och under grundvattenytan, <5 mm/100 år.

Sammanfattningsvis konstateras i [6] att korrosionen på pålar i naturligt lagrad jord normalt är liten (<0,05 mm/år) och att korrosionshastigheten i jord är en 10-potens lägre än vad som maximalt gäller för korrosion i havsvatten (0,5 mm/år).

Korrosionsinstitutets bulletin nr 83 [7] är en litteraturstudie som ger en uppfattning om dagens tekniska kunskapsnivå vad gäller korrosionsundersökningar i jord. Litteraturstudien visar att det är mycket svårt att på basis av förundersökningar bedöma en jords korrosivitet. En anledning är att ett stort antal faktorer påverkar korrosionen, men deras sammanlagda inverkan är svår att förutsäga. Dessutom föreligger svårigheter att erhålla relevanta mätvärden för dessa faktorer, eftersom mätvärdena kan variera avsevärt med årstid och väderlek.

Vid bedömning av korrosionsrisk skall man skilja på konstruktioner som exponeras i naturligt lagrad jord (ostörd jord) och konstruktioner i omrörd jord (störd jord). För pålar i naturligt lagrad jord är korrosionen normalt liten. Förekommande korrosionsangrepp är oftast lokaliserade till området kring grundvattennivån och vid markytan.

Datum  
80-01-04Beteckning  
8 083 042 sid 5

kompl. 80-05-30

Följande faktorer bedöms vara viktiga vid bedömning av korrosionsrisken i jord:

- jordens resistivitet (viktigaste faktorn)
- pH-värdet (entydigt samband finns dock ej mellan pH-värde och korrosivitet)
- totalaciditeten
- redoxpotentialen
- vattenkvoten
- innehåll av lösta salter
- förekomst av sulfatreducerande bakterier

Enligt vissa forskare får man den säkraste bedömningen av korrosionsrisken i jord om man mäter ett stort antal parametrar och sedan tilldelar var och en av dessa ett bedömningstal efter parametrarnas betydelse och uppmätta värde. De enskilda parametrarnas bedömningstal summeras sedan och summan läggs till grund för den slutliga bedömningen. Ett bedömningschema gällande för tyska jordar redovisas i bilaga C.

./.

Vad gäller värderingen av korrosionsrisken i jord finns ett antal indelningsgrunder. Flertalet indelningar innebär att korrosionsrisken karaktäriseras som normal eller låg om korrosionshastigheten är lägre än ca 0,05 mm/år.

I [8] anges att med korrosionssond uppmätta värden för depolarisation och jordresistivitet ger en indikation om korrosionsrisken. På senare tid vunnit erfarenheter tyder på att jordresistiviteten bör ges större vikt än depolarisationen vid riskbedömningen.

För närvarande finns inga svenska normer som beskriver vilka faktorer som är av betydelse för korrosionen eller hur uppmätta värden för olika parametrar skall tolkas vid bedömningen av korrosionsrisken i jorden. I [10] och [11] lämnas förslag till anvisningar för hur två för korrosionsriskbedömningen väsentliga faktorer skall mätas, nämligen jordens resistivitet och pH-värde.

#### Jordens resistivitet

Med jordresistivitet menas jordens specifika motstånd mot att leda elektrisk ström. Storleken av jordens resistivitet inverkar inte på bildandet av korrosionsceller (luftningsceller) hos en konstruktion, exv. en påle, men däremot påverkar resistiviteten korrosionshastigheten när väl en korrosionscell bildats. Ju lägre resistiviteten är desto lättare flyter korrosionsströmmen och desto högre blir korrosionshastigheten. Ibland karaktäriseras jordens korrosionsegenskaper av dess specifika elektriska ledningsförmåga (konduktiviteten), vilket är det inverterade värdet av jordresistiviteten.

Datum  
80-01-04  
kompl. 80-05-30

Beteckning  
8 083 042 sid 6

Resistiviteten beror främst av jordens vattenkvot och salthalten i jordens porvatten. Vidare påverkas resistiviteten av porvatt-nets temperatur. Det är således inte mineralkornen i sig i jorden som i första hand bestämmer jordresistiviteten utan porvattnet.

När jorden är nästan torr är resistiviteten vanligen mycket hög. Den sjunker emellertid vid ökad vattenkvot tills jordens porvolyt är helt fylld med vatten (vattenmättnad). När vattenkvoten ökar utöver mättnadspunkten påverkas inte resistiviteten nämnvärt.

I jordlagren över grundvattennivån kan vattenkvoten till följd av infiltrerad nederbörd variera kraftigt inom loppet av några dagar. Detta innebär att stora variationer i jordresistivitet kan förväntas i jordlagren över grundvattenytan. Under grundvat-tennivån varierar resistiviteten mindre.

Mätning av jordresistivitet kan utföras dels i fält och dels på laboratorium. Fältmätning direkt i ostörd jord är att föredra eftersom risken då är minst att man får felaktigt resistivitetsvärde till följd av okända faktorer som inverkan på jorden. Mätning av resistivitet utförs genom att elektroder förs ned i jorden och en ström sänds genom jorden. På detta sätt kan man beräkna resistansen ur det uppmätta spänningsfallet mellan nedförda elektroder. Jordresistiviteten beräknas sedan på basis av elektrodplaceringen (geometrin).

Mätning av jordens resistivitet kan även utföras på upptagna jordprover antingen direkt efter provtagningen (i fält) eller också på laboratorium. Bestämning av jordresistivitet genom mätning i vattenprover (grundvattenprov eller vatten som lakats ur jordprov) bör utföras endast i undantagsfall när mätning i jordprov ej är möjligt. Resistivitetsvärden som bestäms på laboratorium måste omräknas till resistivitet gällande för provtagningstemperaturen om skillnaden i temperatur vid mätning/provtagning är större än 5°C.

#### pH-värde

Jordens pH-värde (surhetsgrad) är av betydelse för bedömningen av korrosionsrisken i jord. Korrosionsrisken är ofta större i sura (pH mindre än 7) än i neutrala (pH = 7) och basiska jordar (pH större än 7). Särskilt ytjordens pH-värde är beroende av vilken slags växtlighet som förekommer (eller förekommit) på platsen. Vid nedbrytningen av organiskt material bildas syror och följden blir att de övre jordlagren ofta har lägre pH-värde än jorden på större djup.

Jordens pH-värde kan man bestämma i fält eller på laboratorium. Fältmätning är att föredra eftersom risken för att man skall få ett felaktigt pH-värde till följd av inverkan av okända faktorer då är minst. Om mätningen utförs på upptagna jordprover bör mätningen utföras så snart som möjligt efter provtagningen.

Datum  
80-01-04  
kompl. 80-05-30

Beteckning  
8 083 042 sid 7

Mätning av pH-värde utförs vanligen med s k pH-meter (elektrometrisk metod) genom att en elektrod förs ned i jorden (eller in i jordprovet). Jordens pH-värde kan vanligen avläsas direkt i pH-enheter på ett visarinstrument. Vid preliminära undersökningar kan pH-bestämningen utföras med indikatorpapper.

#### Korrosionsundersökningar, lämpliga metoder i Gamla Stan

De i Gamla Stan förekommande mäktiga fyllnadslagren, ofta innehållande organiskt material, kan lokalt innebära hög korrosionsrisk för stålplåtar. Det är således i hög grad motiverat och nödvändigt att korrosionsrisken utreds.

Som framgår av föregående avsnitt saknas dock svenska normer och vedertagna anvisningar för hur korrosionsundersökningar skall utföras och tolkas. Klart är emellertid att två faktorer av stor betydelse för korrosionsrisken är jordens resistivitet och pH-värde. Mätning av dessa parametrar skall man helst utföra i fält och ej på laboratorium. Vidare bör bakteriologisk undersökning av jordprover utföras där organisk fyllnadsjord förekommer.

Av bl.a. praktiska skäl utförs normalt korrosionsundersökningar i samband med andra geotekniska undersökningar (provgruppsgrävningar och provtagningar). För resistivitetsmätningar har korrosionssondering (sond typ NGI) använts i samband med tidigare genomförda grundförstärkningsobjekt i Gamla Stan. Användning av korrosionssonden har praktiska fördelar jämfört med metoder som kräver neddrivning av flera elektroder. Mätning av jordens pH-värde utförs lämpligen med s k pH-meter dels i provgröpar och dels i upptagna jordprover omedelbart efter provtagningen. Bakteriologisk undersökning utförs med enkel indikatorutrustning (provtagning med kapillärrör) på jorden i provgröpar eller på upptagna jordprover omedelbart efter provtagningen.

./.  
Korrosionssond typ NGI består av ett 1 1/4" stålrör med en magnesiumspets som är elektriskt isolerad från röret, jfr figur i bilaga D. Kablar löper från magnesiumspetsen och från bottensektionen av stålröret upp genom röret till markytan. Resistansen mellan magnesiumspetsen och stålröret mäts genom anslutning av kablarna till en mätbrygga. På mätnivån mäts den galvaniska ström som flyter genom magnesiumanod och stålkatod då dessa kortslogs. Produkten av systemets resistans och den galvaniska strömmen ger den polspänning som råder vid den polarisation som anoden och katoden har i jorden. Jordresistiviteten erhålls genom att den uppmätta resistansen multiplikeras med en apparatkonstant. Ett mått på graden av depolarisation erhålls genom att dividera den för jorden erhållna polspänningen med den polspänning man får vid mätning i syremättat saltvatten.



Datum  
80-01-04  
kompl. 80-05-30

Beteckning  
8 083 042 sid 8

Resultatet av en mätning (mätningar utförs på olika nivåer) blir ett värde för jordresistiviteten och ett för depolarisationen. På basis av dessa två värden görs en bedömning av korrosionsrisken (korrosionshastigheten) i jorden på mätnivån. NGI har redovisat ett empiriskt samband mellan jordresistivitet/depolarisation och korrosionshastighet. Detta är dock baserat på observationer i homogena norska leror. Det skall observeras att de med korrosionssonden uppmätta värdena i andra jordarter enbart ger en indikation på risken för korrosion. Det finns inget generellt samband mellan uppmätta värden och korrosionshastigheten. För bedömning av korrosionsrisken kan följande två tabeller nyttjas.

<u>Korrosionsklass</u>	<u>Korrosivitet hos jorden</u>
1	Mycket låg
2	Låg
3	Varken låg eller hög
4	Hög
5	Mycket hög

Resistivitet ohmcm	Korrosionsklass vid grad av depolarisation, %			
	0-40	40-60	60-80	80-100
50	2	3-4	4	5
50-250	2	3	4	5
250-1250	2	2-3	3	4
1250-6250	1	2	3	3-4
>6250	1	1	2	2-3

Mätning av pH-värde innebär inga tolkningsproblem eftersom mätaren ger utslag direkt i pH-enheter.

#### Korrosionsundersökningar utförda under 1979-80 av Stockholms kommun

De översiktliga geotekniska utredningar som utförts i Gamla Stan på uppdrag av Stockholms kommun (1979-83) omfattar bl.a. provgroppgrävning i källare och borrhningar i gatumark. I samband med dessa undersökningar har korrosionssondering och pH-mätning utförts i enlighet med den rekommendation som redovisats i föregående avsnitt. Resultatet av hittills utförda undersökningar framgår av bilaga E och F (östra sidan) och bilaga G, H och I (västra sidan). Planläget för undersökningspunkterna har visats med punkt-beteckningar på planskissen i bilaga A.

./.  
./.

Datum

80-01-04

Beteckning

8 083 042 sid 9

kompl. 80-05-30

Spridningen i mätresultaten från korrosionssonderingarna är relativt stor, särskilt från mätningarna på östra sidan av Gamla Stan. Förekomsten av fyllnadsmassor med varierande sammansättning innebär dock att korrosionsförhållandena mycket väl kan variera kraftigt. pH-värdet varierar normalt mellan 6 och 8. Måttlig förorening av sulfatreducerande bakterier har konstaterats i de två punkter på västra sidan där sådan bakteriologisk undersökning utförts på jordprover (fyllning).

#### Korrosionsskydd av stålpålar

Om korrosionsrisken i jorden påvisas vara hög finns principiellt tre olika metoder att ta till för att skydda stålpålar.

- ytbeläggning (yttskydd)
- överdimensionering motsvarande viss avrostning
- katodiskt skydd med påtryckt ström

De båda förstnämnda metoderna har tillämpats i samband med grundförstärknings- och nybyggnadsprojekt i Gamla Stan. Metoden att skydda stålpålar genom katodiskt skydd med påtryckt ström är ny och har hittills veterligen endast tillämpats vid enstaka projekt i Sverige. En orientering om metoden redovisas i bilaga K.

#### Sammanfattning

Kända tidigare korrosionsundersökningar i Gamla Stan har sammanställts. En litteraturgenomgång redovisas kortfattat. På basis härav rekommenderas vissa metoder vid fortsatta korrosionsundersökningar i Gamla Stan. Undersökningarna föreslås omfatta fältmätning av jordresistivitet (lämpligen med korrosionssond) och pH-värde (med s k pH-meter) samt i viss utsträckning mätning av jordens bakteriehalt.

Resultaten från de mätningar som utförts i enlighet med förslaget inom ramen för Gamla Stan-utredningen visar relativt stor spridning. Detta är dock förklarligt med hänsyn till förekomsten av fyllnadsmassor med varierande sammansättning. I samband med detaljprojektering av grundförstärkningsprojekt måste ytterligare korrosionsundersökningar utföras så att tillräckligt underlag för bedömning av korrosionsrisken för stålpålar erhålls.

Datum  
80-01-04  
kompl. 80-05-30

Beteckning  
8 083 042 sid 10

I övrigt är det angeläget att, om tillfälle ges (ex.vis i samband med kommande grundförstärkningsprojekt), stålplåtar som exponerats lång tid i jordlagren i Gamla Stan dras upp och studeras med avseende på korrosionsangrepp. Där möjlighet ges bör provstål (ex.vis ej bärande extra plåtar) installeras för senare studium av korrosionsangrepp. Vidare är det angeläget att studera vilken inverkan själva pålinstallationen och särskilt stabilisering av borrhål med bentonitsuspension (vilket förekommer i samband med förborrning för plåtar genom svårforcerad fyllning) kan ha på den framtida korrosionsmiljön runt plåtarna. Slutligen anser vi det angeläget att förutsättningarna för utförande av katodiskt skydd (med påtryckt ström) av plåtar studeras närmare. Om förberedelse för sådant skydd enkelt kan anordnas finns möjligheten att detta utförs vid kommande grundförstärkningsprojekt som ett slags "försäkring". Om det framledes kan konstateras att plåtarna blir utsatta för skadliga korrosionsangrepp kan man då relativt enkelt sätta ett katodiskt skydd i funktion.

#### Litteratur

- [1] O. Arrhenius: Studies on corrosion in soil (IVAs korrosionsnämnds bulletin No 29, 1964)
- [2] O Arrhenius: Soils and corrosion (IVAs korrosionsnämnds bulletin No 46, 1965)
- [3] G Laurent: Korrosion i jord (Korrosionsinstitutets bulletin nr 59)
- [4] G Bader: Katodiskt skydd av konstruktioner i jord (Korrosionsinstitutets bulletin nr 60, 1972)
- [5] E Sandegren: Korrosion på stålstänger i olika jordar (Korrosionsinstitutets bulletin nr 74, 1976)
- [5A] E Sandegren: Slutrapport över korrosionsplats Norrköping, Centralföreningen (Med. nr 37 från SJ)
- [6] Pålkommisionens beständighetsgrupp: Litteraturundersökning av korrosion på stålplåtar, 1976-03-06
- [7] G Carré: Jordkorrosion, orsaker och mätmetoder, en litteraturstudie (Korrosionsinstitutets bulletin nr 83, 1977)
- [8] Geonors operating instructions for G-50 corrosion sound, Nov. 1977
- [9] B Linder: Elektrokemiskt korrosionsskydd, nov. 1978

Datum  
80-01-04  
kompl. 80-05-30

Beteckning  
8 083 042 sid 11

- [10] G Camitz: Anvisningar för bestämning av jords resistivitet  
(Remissutgåva från Korrosionsinstitutet, 1979-03-06)
- [11] G Camitz: Anvisningar för bestämning av jords pH-värde  
(Remissutgåva från Korrosionsinstitutet, 1979-03-06)

Lidingö som ovan

AB Jacobson & Widmark  
Mark-Geosektionen

  
Bengt O. Pramborg

  
Connie Olsson

# GAMLA STAN



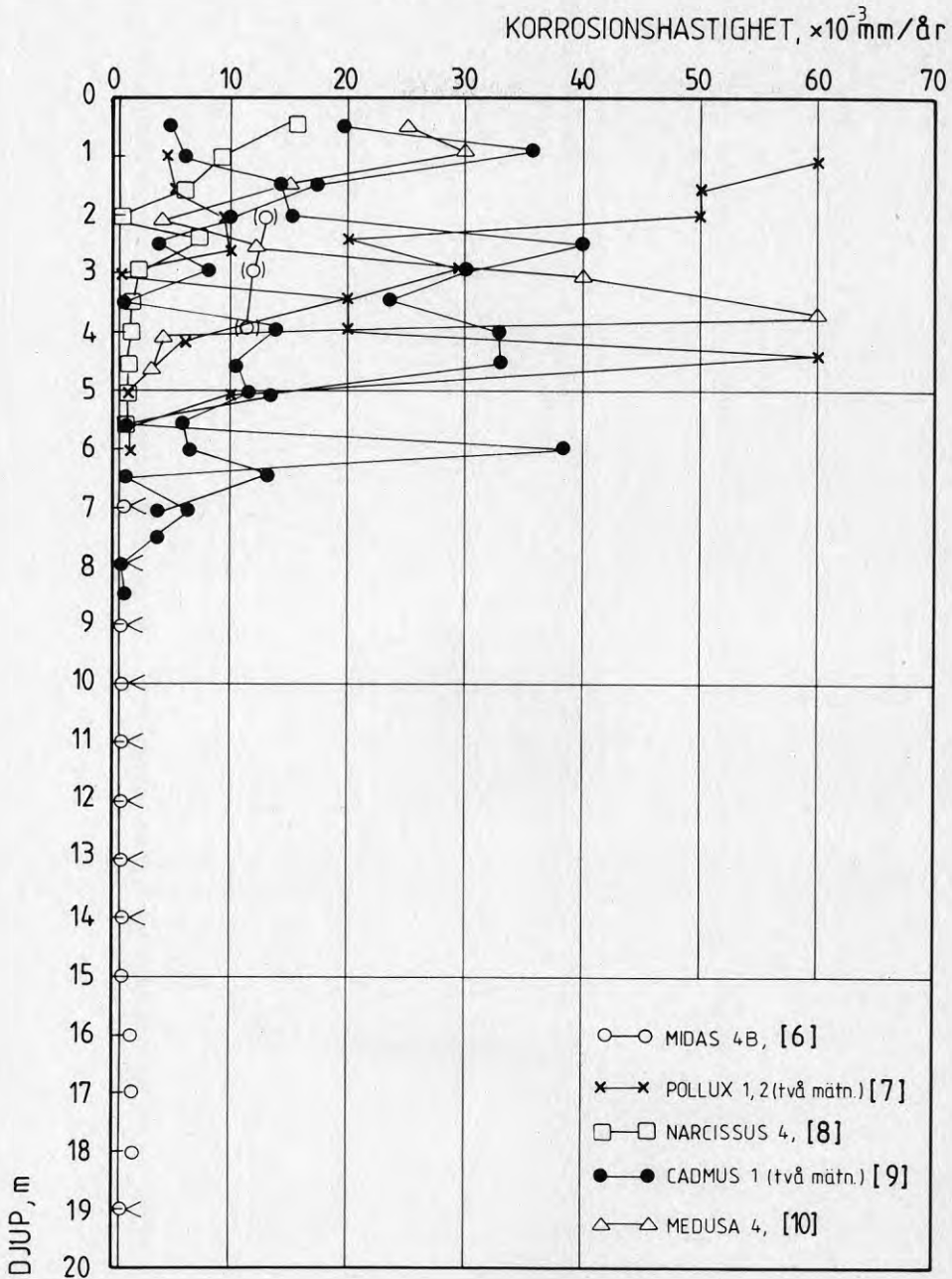
Angivna siffror refererar till  
beteckningarna i texten under  
rubriken "Tidigare undersökningar"

● = korrosionsundersökning och i vissa  
punkter pH-mätning utförd 1979  
eller senare

### Sammanställning av korrosionsundersökningar







### GAMLA STAN

Sammanställning av resultat från korrosionssonderingar med sond typ NGI utförda före 1979

**Korrosionsrisk för stål i tyska jordar**

Bedömningschema utarbetat av H. Steinrath, Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern, G.W.F. 106 (1965):49. 1361—1365.

		Bedömningstal:		
1. Jordart	Kalk, kalkmargel, lössjord, sand	+2		
	Mjåla, mjål-margel, mjålig och lerig sand	0		
	Lera, ler-margel, humusjord	-2		
	Torv, slagg, marskjord	-4		
2. Jordens tillstånd	Växelzon luft-vatten	-2		
	Naturlig, örörd jord	0		
	Omblandad jord	-2		
	Likartad jord omkring ledningen	0		
	Olikartad jord omkring ledningen	-3		
3. Resistivitet	>12 000 ohm cm	0		
	1 000—12 000 ohm cm	-2		
	<1 000 ohm cm	-4		
4. Vattenhalt	<20 %	0		
	>20 %	-1		
5. pH-värde	>5	0		
	<5	-1		
6. Totalaciditet vid pH 7	<2,5 m val./kg	0		
	2,5—5 m val./kg	-1		
	>5 m val./kg	-2		
7. Redoxpotential vid pH 7 resp. rH	mV	rH		
	>400	>27,8	starkt genomluftad	+2
	200—400	20,9—27,8	starkt genomluftad	0
	0—200	14,0—20,9	svagt genomluftad	-2
	<0	<14,0	icke genomluftad	-4
8. Kalcium- och magnesiumkarbonat resp. totalalkalitet vid pH 4,8	Ca CO <sub>3</sub> och Mg CO <sub>3</sub>	Totalalkalitet vid pH 4,8		
	>5 % =	>50 000 mg/kg =	>1 000 m val/kg	+2
	1—5 % =	10 000—50 000 mg/kg =	200—1 000 m val/kg	+1
	<1 % =	<10 000 mg/kg =	<200 m val/kg	0
9. Svavelväte och sulfider	saknas	0		
	spår =	<0,5 mg S/kg	-2	
		>0,5 mg S/kg	-4	
10. Kol och koks	icke närvarande	0		
	närvarande	-4		
11. Klorider	<100 mg/kg	0		
	>100 mg/kg	-1		
12. Sulfater	<200 mg/kg	0		
	200—500 mg/kg	-1		
	>500 mg/kg	-2		

**Tabell 7****Bedömning av korrosionsrisk för stål i tyska jordar**

Enligt H. Steinrath G.W.F. 106 (1965):49 1361—1365.

Summan av bedömningstalen enl. tab. 6	Korrosivitet gentemot stål
>0	icke korrosiv
0—-10	svagt korrosiv
<-10	starkt korrosiv

CORROSION SOUNDING

BILAGA D

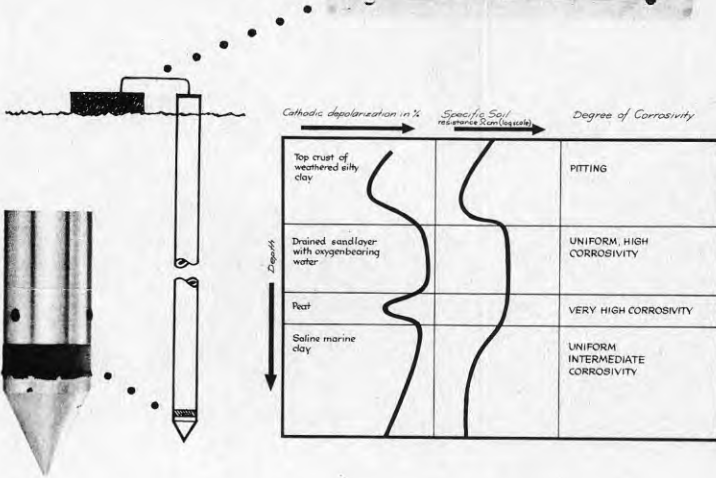
For structures where steel piles, sheet piling, steel pipes or other buried steel components may be used, it is important to know the degree of corrosivity of the subsurface soil layers.

Corrosion of steel in soil is considered today as essentially an electrochemical progress. (In some cases certain biochemical processes exist but these can more accurately be considered as being catalytical in nature).

Dr. I. Th. Rosenqvist of the Norwegian geotechnical institute has designed a corrosion sound which permits a rapid in situ determination in saturated soils of the two most important factors which control the corrosion rate, i. e., the cathodic depolarization and the specific soil resistance.

In salt water deposits, it is also possible to use this equipment to determine the soil stratification or to ascertain the position of a failure plane in clay.

The complete corrosion sound is now kept in stock by Geonor A/S.

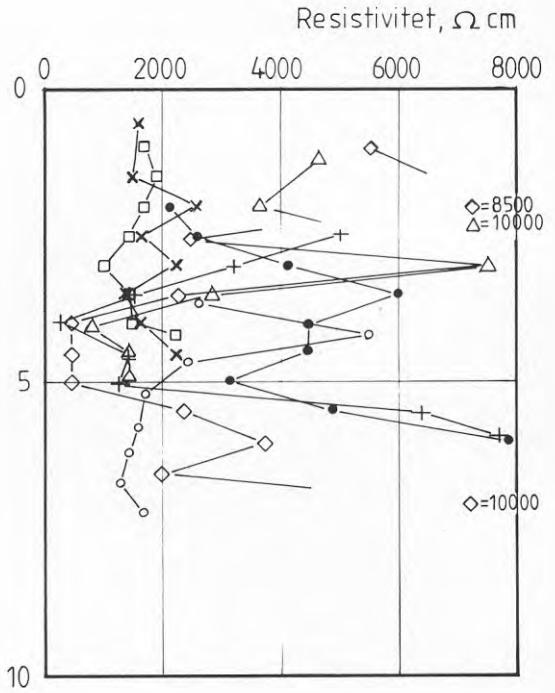
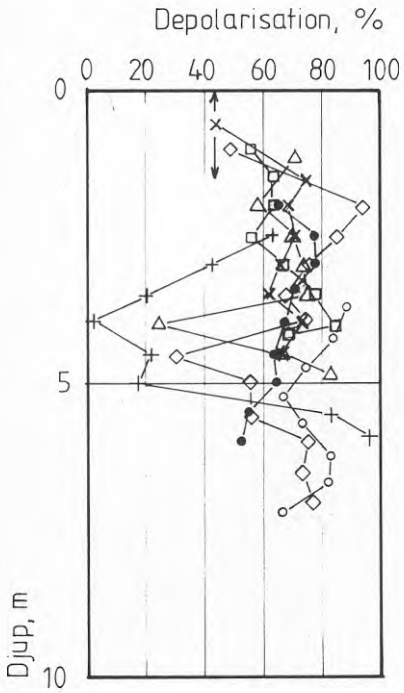


CORROSION SOUND

G-50

**G** **GEONOR**

P.O. BOX 99 - ADA - OSLO 7 - NORWAY TELEGRAM ADDRESS: GEONOR - OSLO



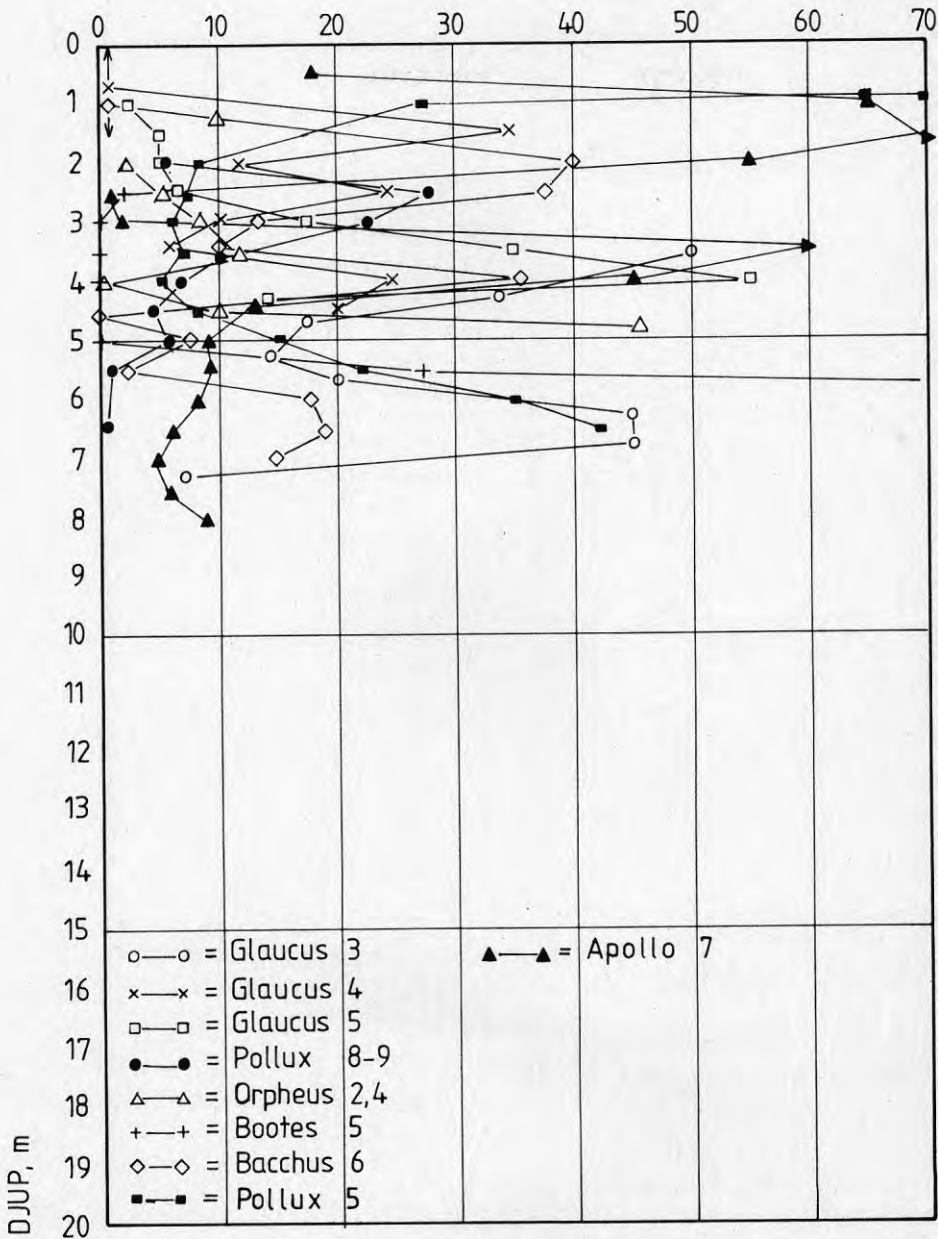
- = Glaucus 3
- x—x = Glaucus 4
- = Glaucus 5
- = Pollux 8-9
- △—△ = Orpheus 2,4
- +—+ = Bootes 5
- ◇—◇ = Bacchus 6
- = Pollux 5
- ▲—▲ = Apollo 7

◇=8500  
△=10000  
◇=10000

### GAMLA STAN

Sammanställning av resultat från korrosionssonderingar typ NGI utförda 1979-80 på östra sidan.

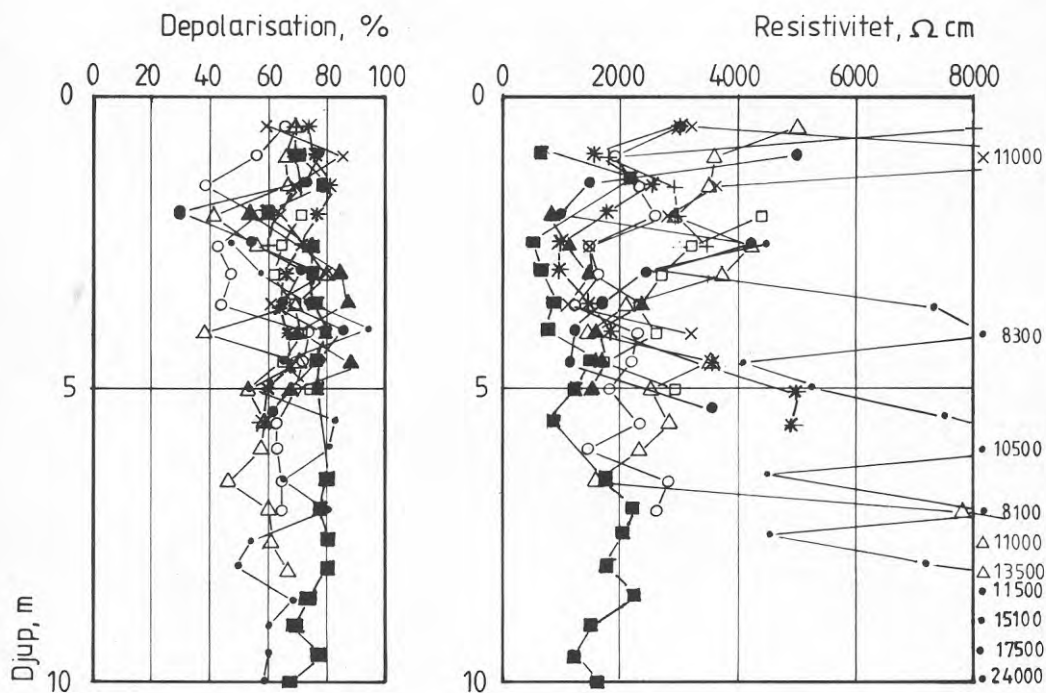
KORROSIONSHASTIGHET,  $\times 10^{-3}$  mm/år



**GAMLA STAN**

Sammanställning av resultat från korrosionssonderingar typ NGI utförda 1979-80 på östra sidan.

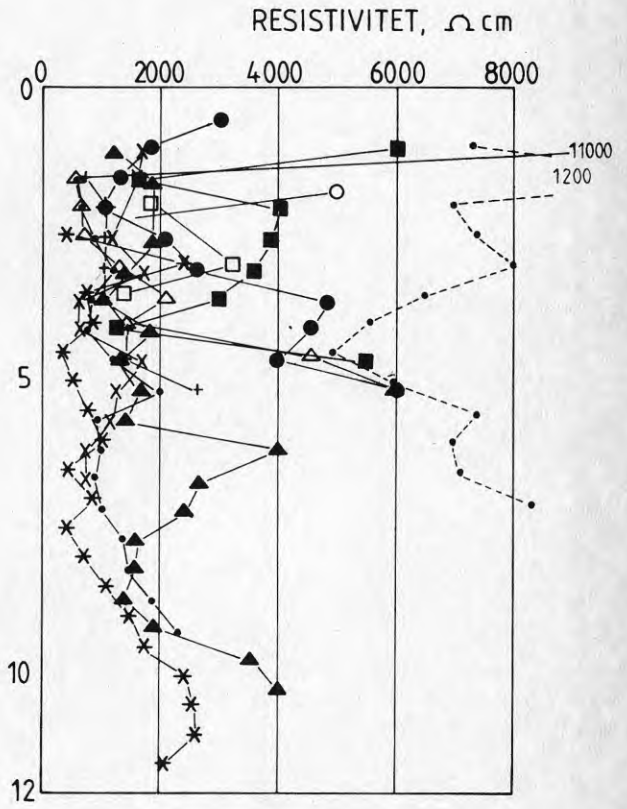
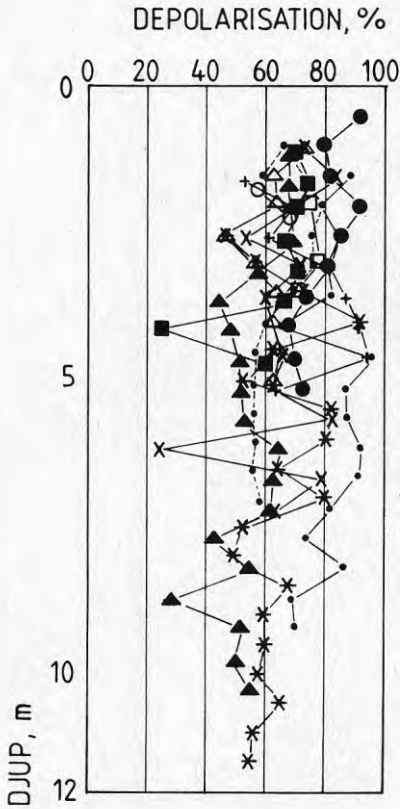




- = Cerberus 2
- = Milon 4
- △—△ = Medusa 1, 2, 6
- ×—× = Cybele 4, 10 (JW1)
- +—+ = Cybele 4, 10 (JW2)
- = Iason 1
- = Milon 9
- = Memnon 3
- ▲—▲ = Palamedes 1 (JW 1)
- \*—\* = Palamedes 1 (JW 2)

## GAMLA STAN

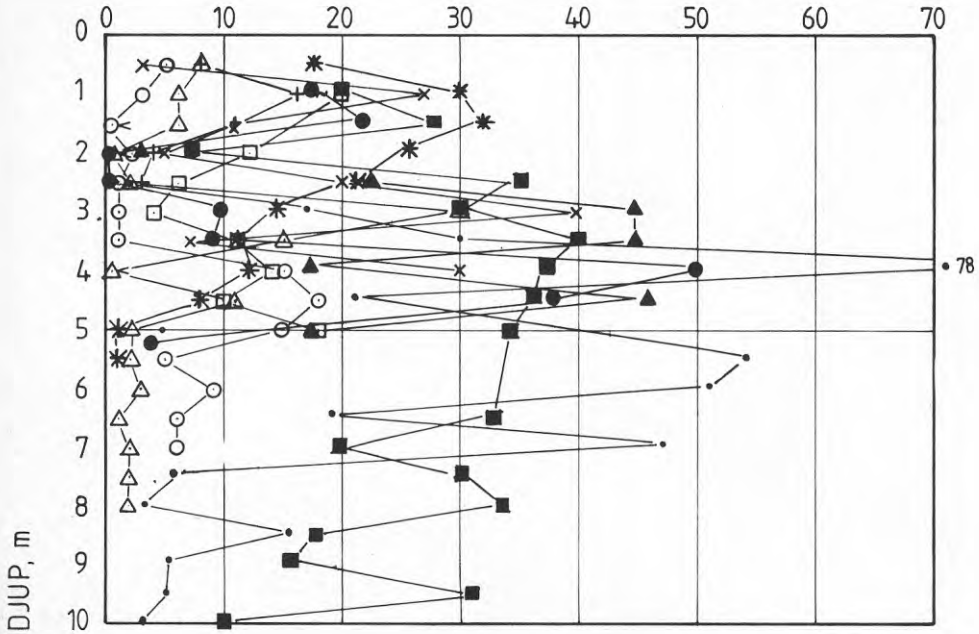
Sammanställning av resultat från korrosionssonderingar typ NGI utförda 1979 på västra sidan.



- = Milon 1,2 (pkt 6)
- = Milon 1,2 (pkt 13)
- △—△= Tritonia 8
- x—x= Thisbe 2
- +—+= Pyramus 3
- = Pyramus 8
- = Cybele 12
- = Cybele 13
- ▲—▲= Deucalion 8
- \*—\*= Iason 1
- = Eurydice 4

### GAMLA STAN

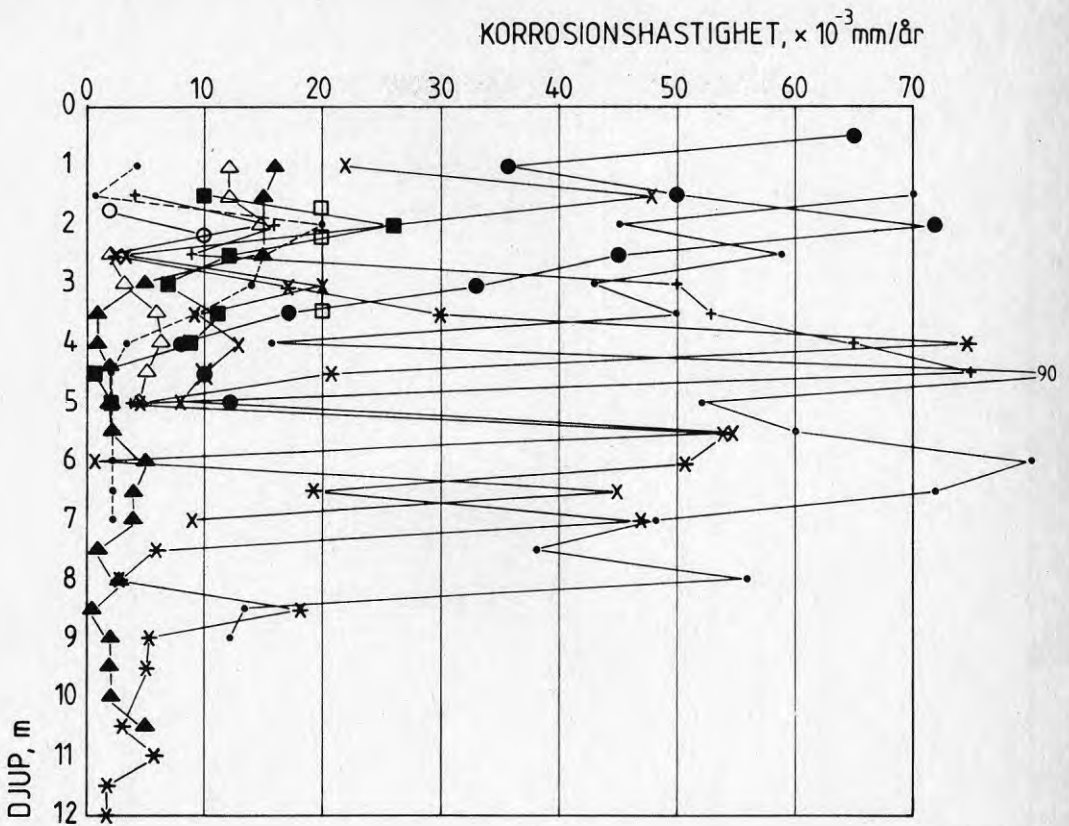
Sammanställning av resultat från korrosionssonderingar med sond typ NGI utförda 1979-1980, västra sidan.

KORROSIONSHASTIGHET,  $\times 10^{-3}$  mm/år

- = Cerberus 2
- = Milon 4
- △—△ = Medusa 1,2,6
- ×—× = Cybele 4,10 (JW1)
- +—+ = Cybele 4,10 (JW2)
- = Iason 1
- = Milon 9
- = Memnon 3
- ▲—▲ = Palamedes 1 (JW1)
- \*—\* = Palamedes 1 (JW2)

## GAMLA STAN

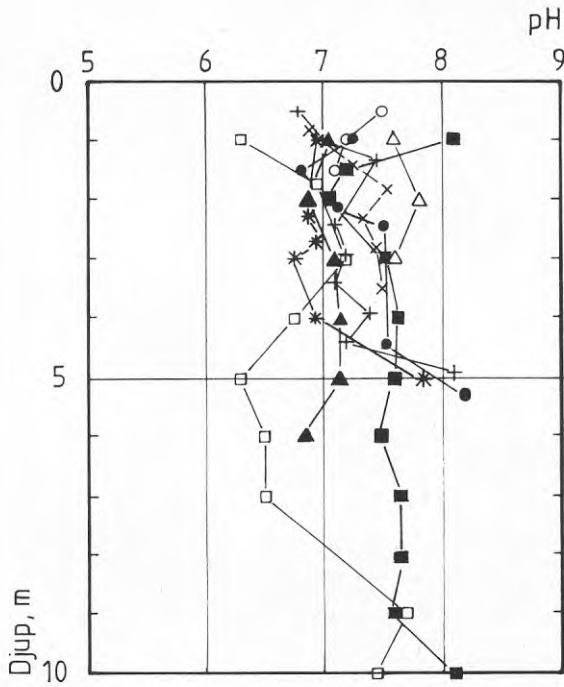
Sammanställning av resultat från korrosionssonderingar med sond typ NGI utförda 1979, västra sidan.



- = Milon 1,2 (pkt 6)
- = Milon 1,2 (pkt 13)
- △—△= Tritonia 8
- x—x= Thisbe 2
- +—+= Pyramus 3
- = Pyramus 8
- = Cybele 12
- = Cybele 13
- ▲—▲= Deucalion 8
- \*—\*= Iason 1
- = Eurydice 4

### GAMLA STAN

Sammanställning av resultat från korrosionssonderingar med sond typ NGI utförda 1979 - 1980, västra sidan.

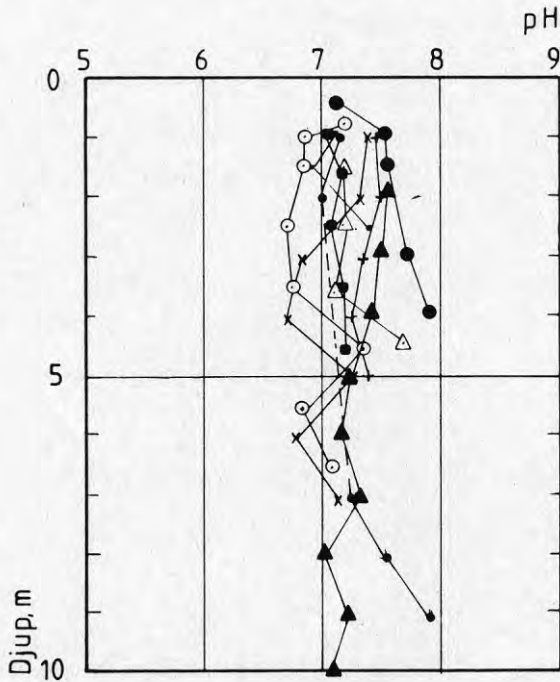


- = Cerberus 2
- △—△ = Milon 4
- = Medusa 1,2,6
- +—+ = Cybele 4,10 (JW1)
- x—x = Cybele 4,10 (JW2)
- = Milon 9
- = Memnon 3
- ▲—▲ = Palamedes 1 (JW 1)
- \*—\* = Palamedes 1 (JW2)

## GAMLA STAN

Sammanställning av resultat från pH-mätningar utförda 1979, västra sidan.





- = Pollux 5 (Östra sidan)
- = Apollo 7 (Östra sidan)
- △—△ = Tritonia 8 (Västra sidan)
- x—x = Thisbe 2 (Västra sidan)
- +—+ = Pyramus 3 (Västra sidan)
- = Pyramus 8 (Västra sidan)
- = Cybele 12 (Västra sidan)
- = Cybel c 13 (Västra sidan)
- ▲—▲ = Deucalion 8 (Västra sidan)
- = Eurydice 4 (Västra sidan)

## GAMLA STAN

Sammanställning av resultat  
från pH-mätningar utförda  
1979 - 80.



Civilingenjör Connie Olsson  
AB Jacobson & Widmark  
Fack  
181 20 LIDINGÖ

### ORIENTERING OM KATODISKT SKYDD AV STALPÅLAR I JORD

För katodiskt korrosionsskydd av stålplålar i jord krävs en likriktare, ett antal anoder (strömutfattande elektroder) samt anslutningskablar.

Anoderna (längd ca 1 m) sätts i t ex förborrade hål på lämpligt djup. Antalet anoder och deras placering bestäms för varje byggnad. För ett bestånd med 50-75 plålar krävs 10-20 anoder. Vid anodplaceringen strävar man efter optimal elektrisk symmetri. Anoderna ansluts genom en gemensam kabel till likriktarens pluspol. Moderna anoder av t ex magnetit har mycket lång livslängd (beräknad till 100-tals år).

Pålarna som skall skyddas bör vara försedda med någon form av ytbeläggning, vilken är lämplig att kombinera med katodiskt skydd. Beläggningens uppgift är i första hand att minska anläggningens strömförbrukning genom att strömbehovet för pålarna nedsätts. Att skydda obelagda plålar går också bra - men är mindre ekonomiskt än med belagda. För att det katodiska skyddet skall fungera krävs att pålskarvarna är elektriskt ledande, dvs pålsegmenten får inte vara elektriskt isolerade från varandra. Detta för att den sk skyddsströmmen skall kunna passera genom hela pålen. Pålarna förbinds elektriskt med varandra. Detta sker lämpligen genom armeringsjärn som svetsas mellan pålarna. Armeringsjärnen kan löpa antingen i jorden nära markytan eller strax ovan markytan. De elektriskt sammankopplade pålarna ansluts med en gemensam kabel till likriktarens minuspol.

Likriktaren ansluts till 220 V- eller 380 V-nätet. Likriktarens uppgift är dels att omforma nätets växelström till likström dels att transformera ner ström och spänning till värden inom svagströmsområdet. Likriktare förses vanligen med någon form av varningssystem (t ex genom anslutning till larmsystem) för att ge signal om den elektriska kretsen av någon anledning bryts. Ett kortvarigt elektriskt avbrott medför dock ingen skada. Från likriktaren matas sedan likströmmen, den sk skyddsströmmen ut i jorden via anoderna och in i pålarna. Pålarna blir då katodiska och härigenom motverkas korrosionen. Storleksordningen på skyddsströmmen är några ampere för en anläggning för 50-75 plålar. Den årliga kostnaden för effektförbrukningen är låg, ca 100 kr per år.

Vid katodiskt skydd av stålpålar under byggnader belägna intill varandra, kan det vara rationellt och ekonomiskt fördelaktigt att skyddsanläggningarna samordnas t ex genom anslutning till gemensam likriktare.

För att på ett smidigt sätt kunna kontrollmäta skyddets funktion, är det lämpligt att i samband med nedsättningen av anoderna också sätta ned några permanenta mätelektroder, s k referenselektroder, på olika djup invid några av pålarna. Referenselektroderna består vanligen av zink och storleken kan jämföras med en stor tändsticksask. Referenselektroderna ansluts, via en kabel, till en kopplingsplint nära likriktaren. Med hjälp av referenselektroderna kan man bl a kontrollera att den utmatade skyddsströmmen fördelar sig jämnt på pålarna. Utbredningen eller fördelningen av skyddsströmmen kan, om så skulle behövas, justeras genom olika enkla elektriska åtgärder.

Löper rörledningar (gas, vatten etc) eller blanka (blyisolerade) telekablar i jorden mellan pålarna, skall genom mätningar eventuell strömupptagning i kabel- eller rörmantlarna kontrolleras. Sker strömupptagning över fastställda värden kan olika åtgärder vidtas, (se SEN-norm 080401).

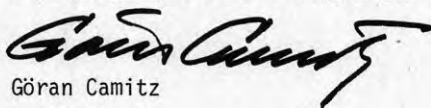
Elektriska monteringar för katodiskt skydd bör ske av utbildad personal på området.

När ett katodiskt skydd varit i drift ett eller två år bör kontrollmätning utföras.

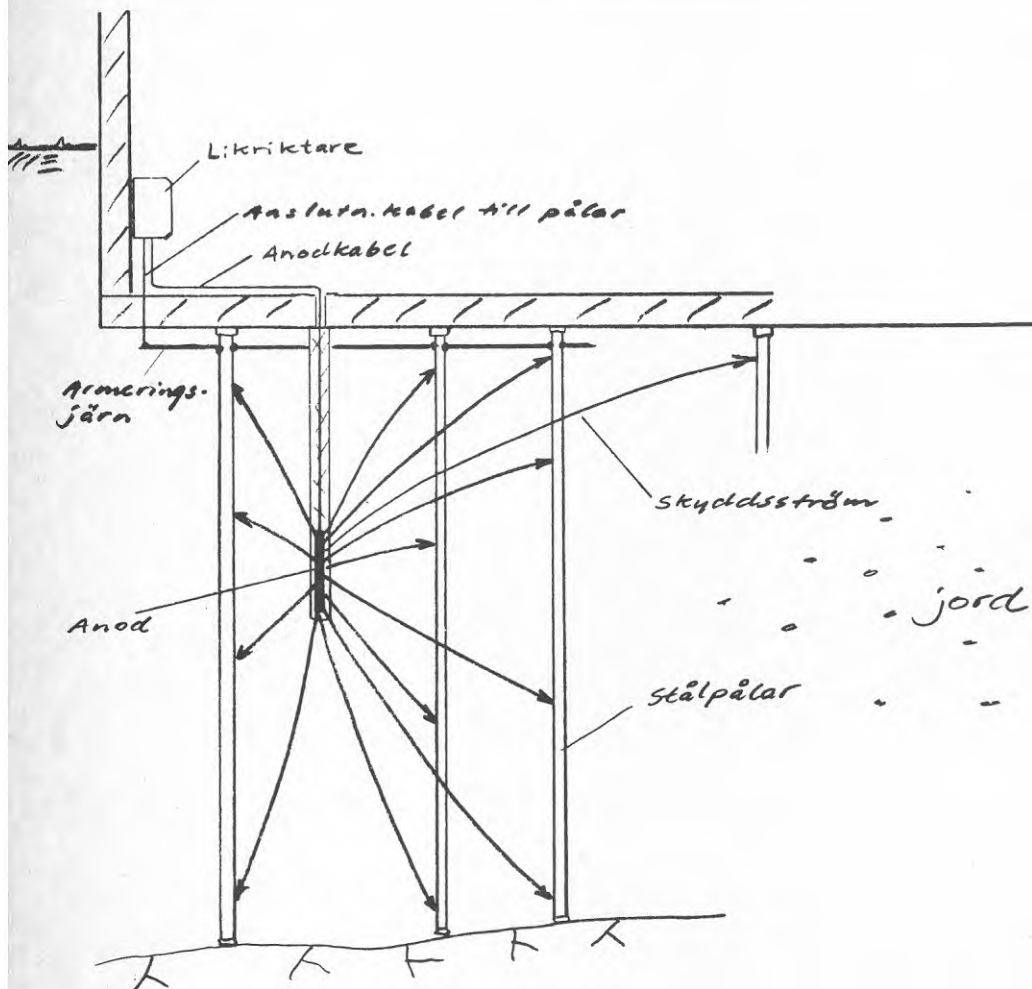
Allmänna regler för katodiskt skydd beskrivs i SEN-norm 080401, "Läckströmmar och katodiskt skydd".

Med vänlig hälsning

KORROSIONSIINSTITUTET  
Forsknings- och utvecklingsavdelningen



Göran Camitz  
e.u.



FIGUR. Principskiss för katodiskt skydd av stålpälär i jord.

PROVBELASTNING AV PÅLAR I GAMLA STAN  
STOCKHOLM

Utvärdering av provbelastningar på  
grundförstärkningspålar åren 1978-1980.

Rapporten hänför sig till forskningsanslag  
nr 740056-7 från Statens råd för byggnads-  
forskning till Stockholms fastighetskontor.

SGI Dnr : 1-334/79  
Datum : 1980-05-30  
Projektansvarig : Lars Hellman  
Handläggare : Ulf Eriksson



PROVBELASTNING AV PÅLAR I GAMLA STAN  
STOCKHOLM

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	sid
1. INLEDNING	1
2. PROVNINGSTEKNIK	1
2.1 Statiska provbelastningar	1
2.11 Utvärdering av bärförmåga	4
2.2 Stötvågsmätningar	5
3. KV BACCHUS 6	7
3.1 Påslagning	7
3.21 Stötvågsmätningar, funktion	9
3.22 Stötvågsmätningar, resultat	9
3.31 Statiska provbelastningar, funktion	11
3.32 Statiska provbelastningar, resultat	11
4. KV CADMUS 1	15
4.1 Påslagning	15
4.21 Stötvågsmätningar, funktion	15
4.22 Stötvågsmätningar, resultat	15
4.31 Statiska provbelastningar, funktion	19
4.32 Statiska provbelastningar, resultat	19
5. KV NARCISSUS 4	27
5.1 Påslagning	27
5.21 Statiska provbelastningar, funktion	27
5.22 Statiska provbelastningar, resultat	28
6. KV POLLUX 1,2	34
6.1 Påslagning	34
6.21 Statiska provbelastningar, funktion	34
6.22 Statiska provbelastningar, resultat	35
7. SYNTES	43
7.1 Stålpålar	43
7.2 SW-pålar	44
7.3 Påbärighet vid framtida grundför- stärkningsarbeten	45
REFERENSER	47

## 1. INLEDNING

De senaste åren har flera grundförstärkningar med stål-pålar utförts i Gamla Stan, Stockholm. I fyra objekt har statistiska provbelastningar av pålarna gjorts. Vid kv Pollux 1,2 på slagna SW-pålar och vid kv Narcissus 4, Cadmus 1 och Bacchus 6 på stålplastpålar. Vid Cadmus 1 och Bacchus 6 har dessutom instrumenterade pålar undersökts varvid kraftspelet i pålarna mätts dels under slagning och dels vid statisk provbelastning.

Resultaten från kv Pollux 1,2 och kv Narcissus 4 finns tidigare redovisade i Byggforskningens rapport nr R96:1979. Föreliggande rapport ger en samlad analys av samtliga provbelastningar och mätningar som gjorts på grundförstärkningspålar i Gamla Stan under de senaste tre åren. Dessa är alla utförda vid objekt på stadsholmens östra sida mellan Skeppsbron och Österlånggatan. Slutsatserna och resonemangen förutsätter alltså att jorden kring pålarna består av fyllning på åsmaterial.

Slutligen påpekas att 1 MN = 100 ton.

## 2. PROVNINGSTEKNIK

Två provningstyper har använts vid belastningsförsöken i Gamla Stan. ML-metoden, som innebär att belastning påförs stegvis och CRP-metoden, som innebär att pålhuvudet pressas ner med konstant hastighet.

I två objekt har pålar instrumenterats med trådtöjningsgivare för att krafterna skulle kunna mätas under slagning och vid provbelastning.

### 2.1 Statiska provbelastningar

ML-metoden (Maintained Load) innebär att lasten på pålhuvudet ökas stegvis och att belastningen hålls konstant under en bestämd tidsperiod. Under förutsättning att provbelastningen utförs med största noggrannhet, vad beträffar laststegens storlek och längd, belastningens och deformationsmätningens centricitet, och att belastningsintensiteten inte tillåts varieras under laststegen,

ger denna metod ett gott underlag för bedömning av pålarnas funktionssätt under belastning.

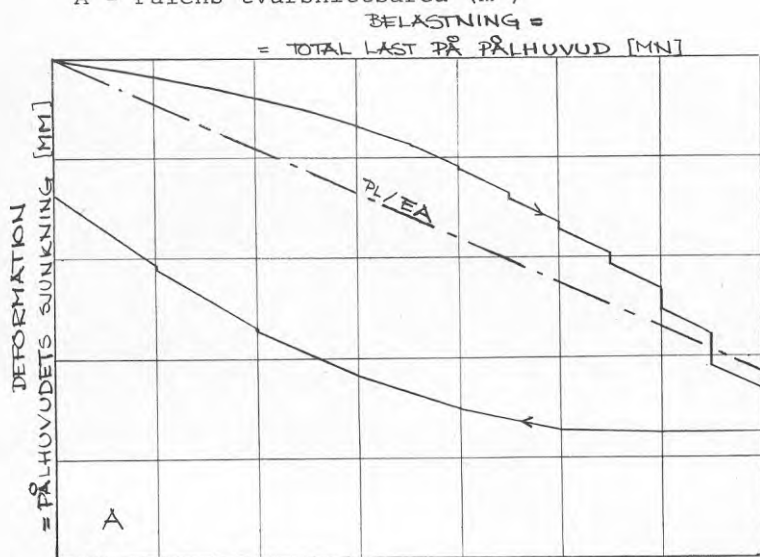
ML-metoden användes vid samtliga objekt utom kv Narcissus 4. Resultaten från provbelastningarna enligt ML-metoden redovisas i de flesta fall i 4 delfigurer enligt följande.

P = pålkraft (MN)

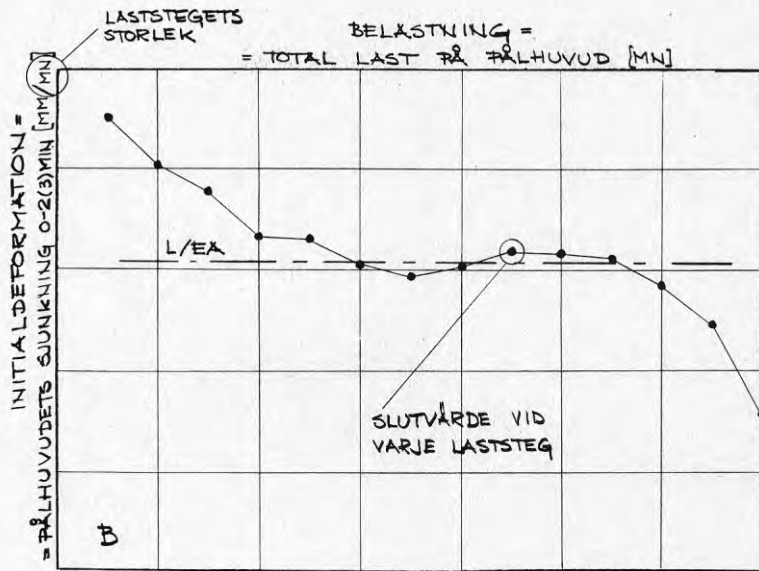
L = Pålängd (m)

E = Pålens elasticitetsmodul (MPa)

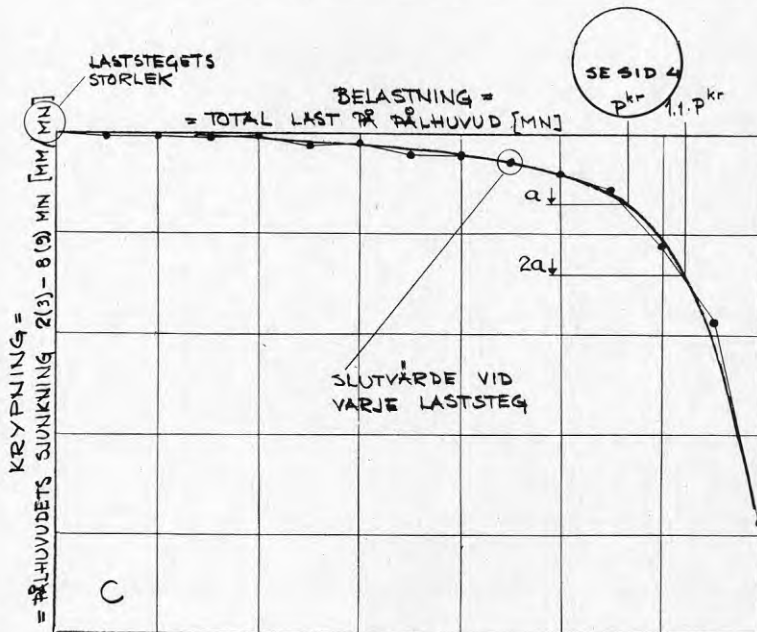
A = Pålens tvärsnittsarea (m<sup>2</sup>)



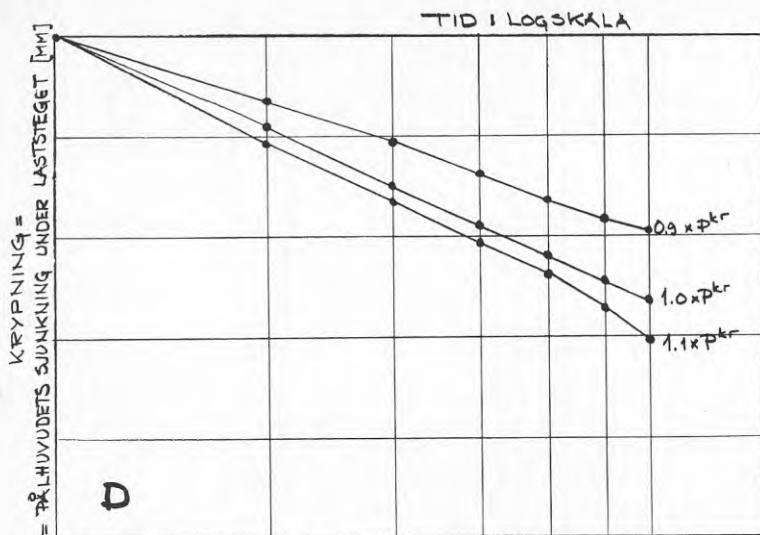
FIGUR 1. Pålhuvudets sjunkning som funktion av påförd last (delfigur a).



FIGUR 2. Pålhuvudets sjunkning vid lastens påförande som funktion av påförd last (delfigur b).



FIGUR 3. Pålhuvudets sjunkning (krypning) under laststeget som funktion av påförd last (delfigur c).



FIGUR 4. Pålhuvudets sjunkning (krypning) under laststeget som funktion av tiden.

De i figur 2 och 3 angivna rörelserna är normaliserade med hänsyn till respektive laststegs storlek.

CRP-metoden (Constant Rate of Penetration) innebär att pålhuvudet pressas ner med en tillnärmelsevis konstant hastighet varvid påförd last och pålhuvudets sjunkning mäts fortlöpande. Denna metod är något snabbare att utföra men ger i gengäld sämre möjligheter till utvärdering av framför allt pålens lastupptagningssätt.

Resultaten från dessa provbelastningar redovisas i princip enligt figur 1 ovan.

#### 2.11 Utvärdering av bärförmåga

Vid provbelastningar enligt ML-metoden kan pålarnas bärförmåga  $P_{kr}$  (kryplast) utvärderas på två sätt. Dels som visas i figur 3, 110%-kriteriet, och dels som i figur 4, rätlinje-kriteriet. Kryplasten enligt 110%-kriteriet är alltså den last där kryprörelsen fördubblas för 10% lastökning. Kryplasten enligt rätlinjekriteriet är den last där krypningen övergår från att mot logaritmen för tiden vara rätlinjig till att vara ökande.



Kryplasten är normalt lättast att utvärdera enligt 110%-kriteriet. Rätlinje-kriteriet ställer höga krav på att belastningen verkligen är konstant vid varje belastningssteg. Dessutom krävs normalt långa belastningstider för att medge säker utvärdering.

Vid provbelastningar enligt CRP-metoden utvärderas pålens brottlast ur deformationskriteriet

$$\delta^{br} = \frac{PL}{EA} + \frac{D}{20} + K$$

där  $\delta^{br}$  = pålhuvudets sjunkning vid brott (m)

P = påförd last (MN)

L = pållängd (m)

E = pålens elasticitetsmodul (MPa)

A = pålens tvärsnittsarea (m<sup>2</sup>)

D = pålens diameter (m)

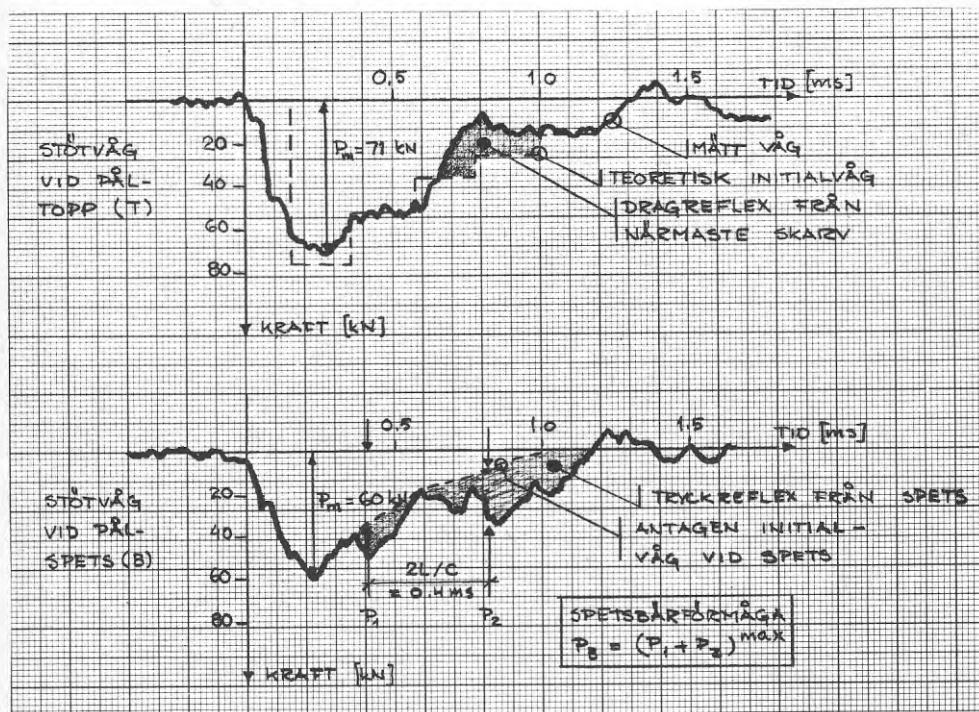
K = konstant = 0,02 m för betongpålar och i detta fall 0,004 m för stålplastpålar.

## 2.2 Stötvågsmätningar

Totalt sex stycken stålplastpålar instrumenterades på två nivåer var med trådtöjningsgivare för att kunna mäta krafterna i pålen under slagning och vid provbelastningar. Trådtöjningsgivarna, som kopplades i Wheatstone-bryggor, limmades på insidan av rörpålarna och ca 0,5 m från skarvställen. Samtliga sex pålar instrumenterades 1 m ovanför pålspetsen och på ytterligare en nivå högre upp. Signalerna från givarna fördes via kablar till mätinstrumenten på marknivån. Givarna limmades för automatisk böjnings- och temperaturkompensation. Felmarginalen i hela mätkedjan beräknas understiga ±5%.

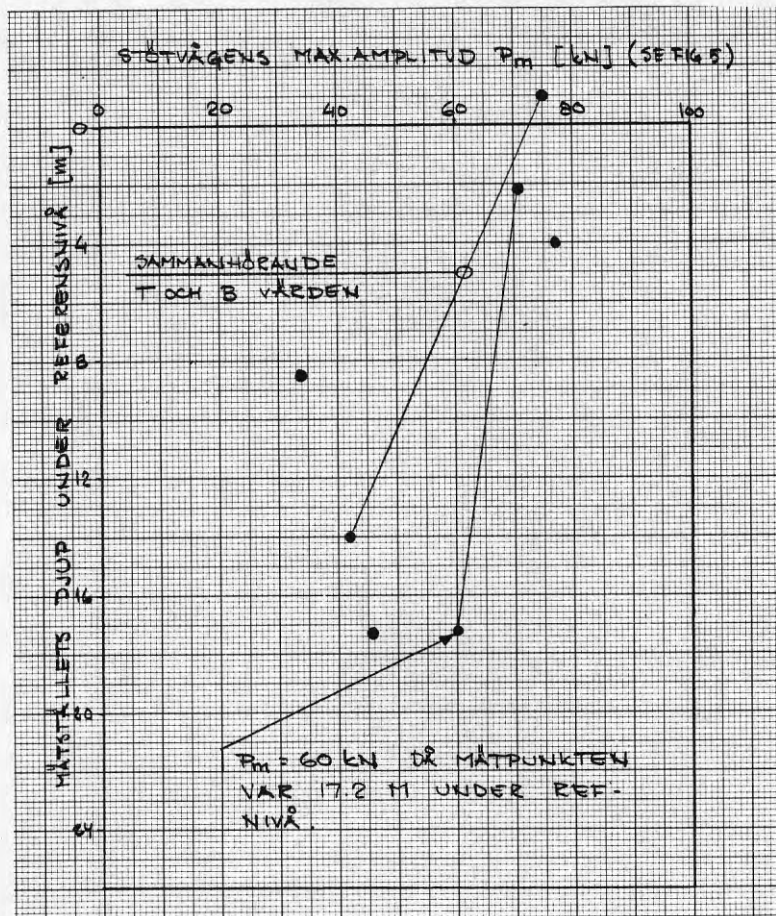
Instrumentering av pålar samt mätning och utvärdering av samtliga pålar gjordes av personal från Teknikum, Uppsala universitet.

Under slagningen registrerades krafterna på olika nivåer i pålen och bärförmågan utvärderades i princip enligt figur 5.



FIGUR 5. Registrering av kraft i påle orsakad av ett slag från trycklufthejare. Princip för utvärdering.

Krafterna i pålen under slagning redovisas enligt figur 6. Den uppmätta maximala kraften  $P_m$ , 1 m över pålspetsen (B) och på den högre nivån (T), visas på den respektive nivå där mätningen gjorts.

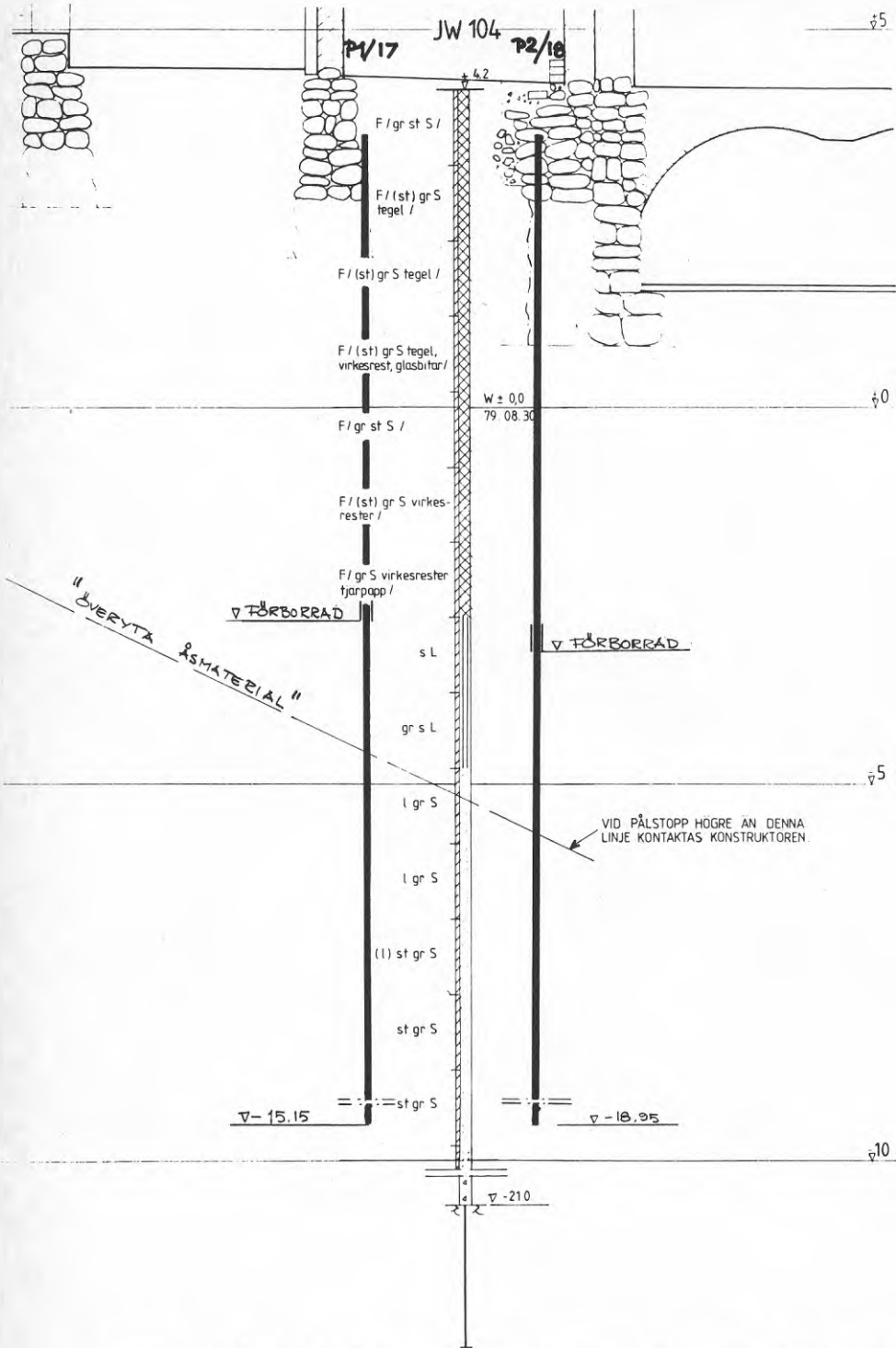


FIGUR 6. Princip för redovisning av pålkraftens ändring med pållängden.

### 3. KV BACCHUS 6

#### 3.1 Påslagning

Två stycken instrumenterade stålplastpålar undersöktes. Pålarna slogs i 1,5 m längder med tryckklufthejare Atlas Copco Tep 40. Fyllningsjorden i pållägena hade före slagningen förborrats med ett "stolpaggregat", dvs en borrhkrona försedd med en ca meterlång rymmare på det nedersta borrhstålet. Jordlagerföljden i pållägena framgår av figur 7. Data för de två undersökta pålarna visas i tabell 1.



FIGUR 7. Jordförhållanden vid de undersökta pålarna, kv Bacchus 6.

Pålnummer	P1/17	P2/18
Längd, m	18,65	22,55
Längd i fyllning + lera, m	6,2+2	7,2+2
Längd i åsmaterial, m	10,6	13,3
Slagningsdatum	791218	791219
Provbelastningsdatum	800207	800207
Sjunkning vid provbelastningsnivå, mm/min	1	1
Kryplast, MN	~0,3	0,26
Dynamisk spetsbärförmåga, MN	0,07	0,08

TABELL 1. Provpålar Bacchus 6.

## 3.21 Stötvågsmätningar, funktion

Samtliga givare fungerade genom hela slagningen och resultatet från mätningarna är fullt tillfredsställande.

## 3.22 Stötvågsmätningar, resultat

P1/17

Den största stötkraften i pålen vid påltopp blev ca 75 kN. Av tabell 2 framgår stötkraftens förändring med djup och antal skarvar. Vid påle P1/17 var B-givaren placerad 1 m och T-givaren 15 m ovanför pålspets.

Spetsdjup under kap-nivå (m)	Antal skarvar	Sjunkning vid slagning (mm/min)	Pålkraft Pm (B) (kN)	Pålkraft Pm (T) (kN)	Dynamisk spetsbärförmåga (kN)
5,3	3	250	77		
9,8	6	200	34		
15,3	10	90	42	75	
18,55	12	140	60	71	73
18,65	12	1	46	-	-

TABELL 2. Resultat från stötvågsmätningar vid slagning av påle P1/17.

P2/18

Ingångskraften blev i denna påle ca 70-110 kN. Någon bra registrering erhöles dock aldrig på den översta nivån, det uppmätta värdet är därför osäkert. Av tabell 3 framgår stötkraftens förändring med djup och antal

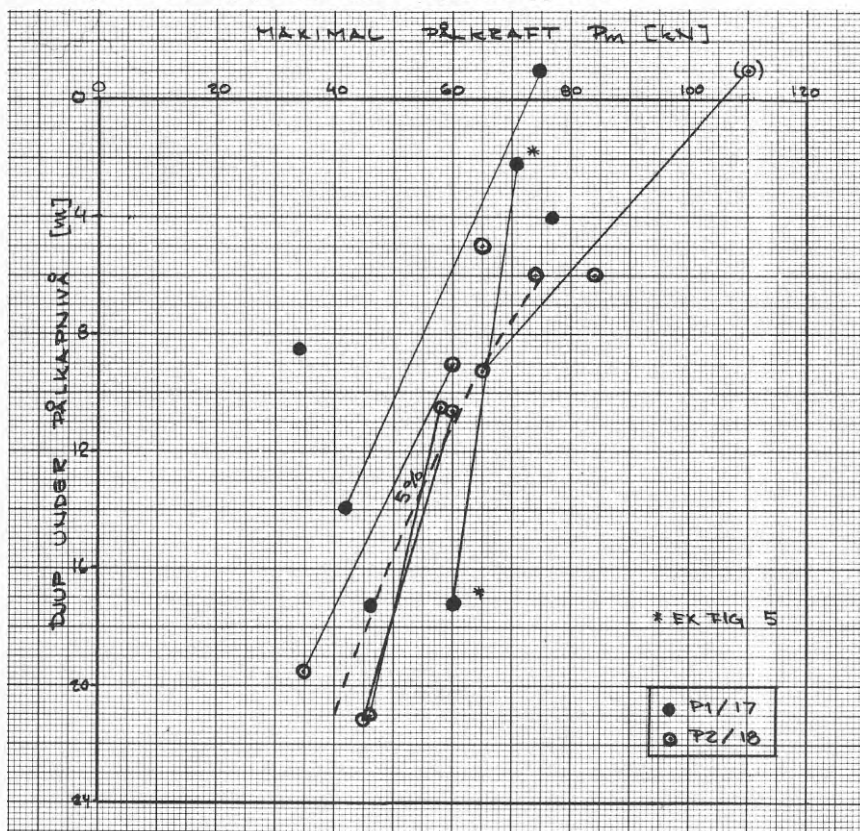


skarvar. Vid påle P2/18 var B-givaren placerad 1 m och T-givaren 10,3 m ovanför pålspets.

Spetsdjup under kap-nivå (m)	Antal skarvar	Sjunkning vid slagning (mm/min)	Pålkraft Pm (B) (kN)	Pålkraft Pm (T) (kN)	Dynamisk spetsbärförmåga (kN)
6,4	4	320	65		
7,4	4	1	84		115
7,4	4	1	74		110
10,7	7	320	65	(110)	
20,9	13	40	35	60	
22,45	14	100	46	58	
22,55	14	1	45	60	81

TABELL 3. Resultat från stötvågsmätningar vid slagning av påle P2/18.

I figur 8 har de uppmätta pålkrafterna plottats mot det respektive djup där mätningarna gjorts.



FIGUR 8. Maximal stötkraft i påle vid olika djup.

Av figuren framgår att kraftförlusterna var relativt små, speciellt på de nivåer där förborrning gjorts.

Kraftförlusten vid drivning i åsmaterialet uppgick till ca 5% per meter påle. Detta värde inkluderar förlust i skarvar och via mantelfriktion till jord.

Även om kraftförlusterna i pålarna var relativt små så var krafterna i pålarna små. Från maximalt 70-110 kN vid påltopp till 30-60 kN vid pålspets då denna befann sig ca 20 m under markytan. Pålarnas dynamiska spetsbärförmåga blev därmed också liten, ca 110 kN strax under åsytan för påle P2/18 och 70-80 kN för de långa pålarna.

### 3.31 Statiska provbelastningar, funktion

Provbelastningarna utfördes enligt ML-metoden. Belastningen ökades i steg om 0,025 MN och laststegens varaktighet var 9 minuter. Provbelastningarna utfördes med motordriven hydraulisk pump och noggrannheten i utförandet var godtagbar. Möjligen kan anmärkas på en viss snedbelastning av påle P2/18 mellan 0,1 och 0,2 MN innan denna stämpades upp.

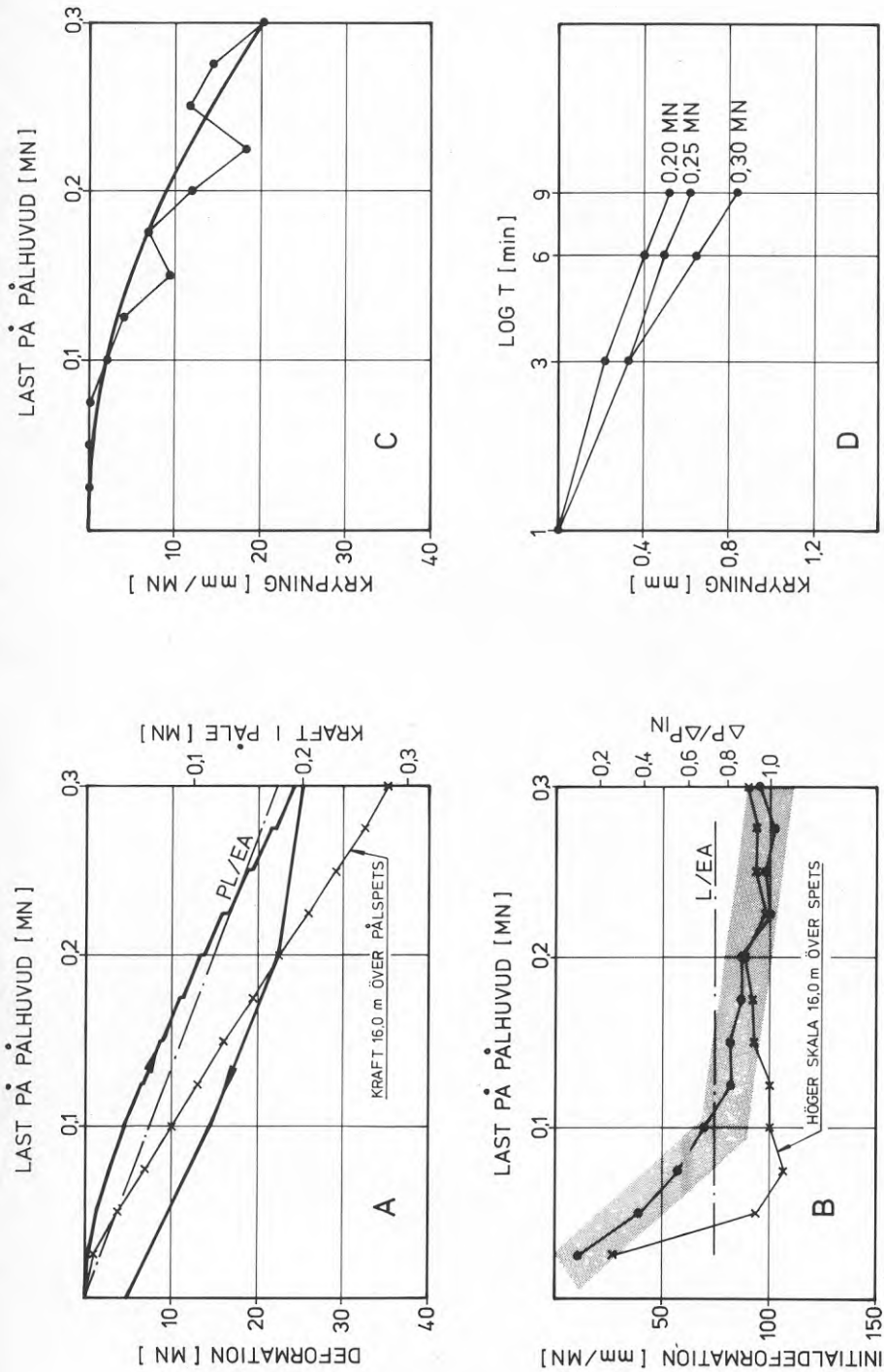
Under mellanperioden från slagning till provbelastning hade mätkabeln till givaren i påle P1/17 skadats irreparabelt varför någon kraftmätning ej kunde göras på denna nivå.

### 3.32 Statiska provbelastningar, resultat

#### P1/17. Figur 9

Pålens kryplast, utvärderad enligt rätlinje-kriteriet ur delfigur d, är ca 0,3 MN.

Trots att initialdeformationen är större än pålens elastiska hoptryckning redan vid laster större än 0,1 MN bedöms pålens mantelbärförmåga svara för den största delen av lastupptagningen. För detta talar likheten



FIGUR 9. Provbelastringsresultat påle p1/17.

med påle P1/18 (nedan) och att den dynamiska spetsbärförmågan vid stoppslagningen var 0,07 MN.

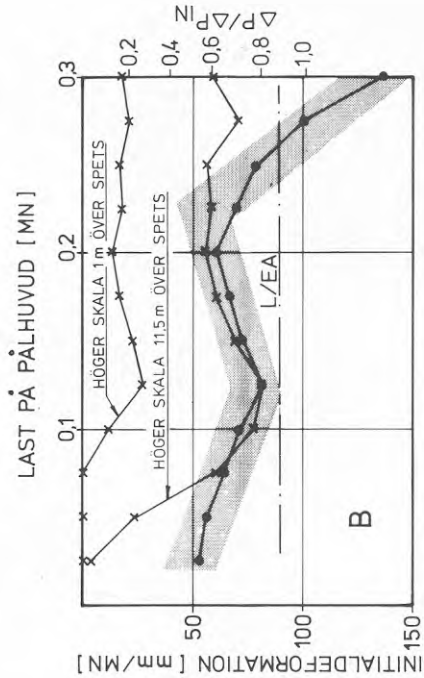
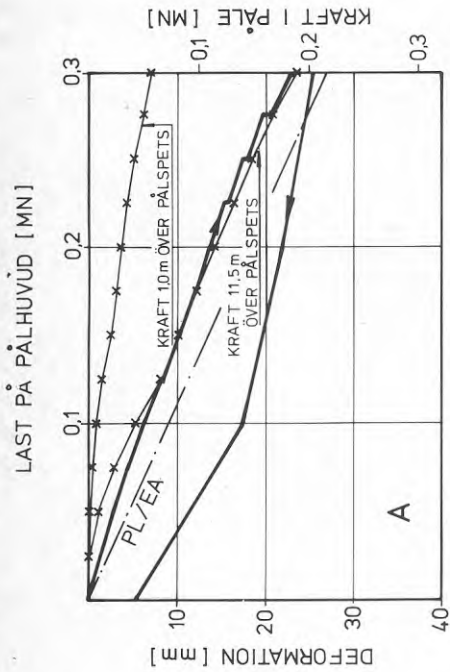
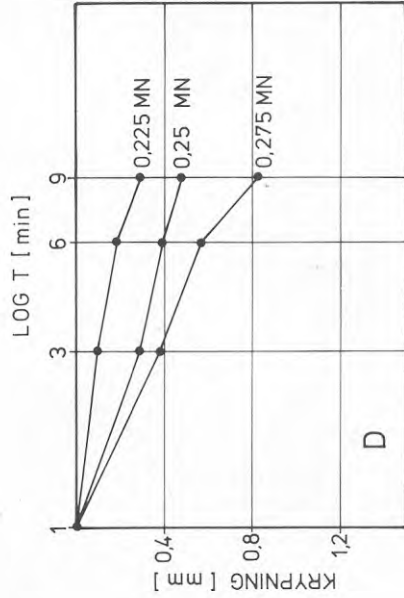
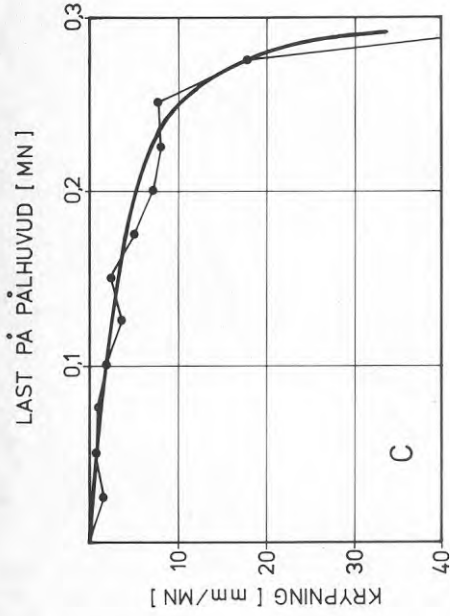
Kraften i pålen 2,6 m under påltoppen (16,0 m över pålspets) var 15-20 kN mindre än kraften på påltopp. Detta motsvarar en mantelfriktion ca 20-30 kPa i fyllningsjorden.

#### P2/18. Figur 10

Pålens kryplast utvärderad enligt 110%-kriteriet ur delfigur c, är 0,26 MN.

Kraftmätningarna visar att spetskraften i pålen var 0,04 MN vid kryplasten. Den dynamiska spetsbärförmågan vid stoppslagningen var 0,08 MN. Pålen är alltså huvudsakligen mantelbärande vilket också delfigur b antyder. Initialdeformationen överstiger pålens elastiska hoptryckning först vid ca 0,25 MN.

Kraften i pålen 11,5 m över spetsen var 0,156 MN vid kryplasten. Den genomsnittliga mantelfriktionen i åsmaterialet var således 42,4 kPa. Värt att notera är också att ca 40% av pålens bärförmåga (0,1 MN) upptas på pålens översta 11 meter, dvs i fyllning (7,2 m), lera (2 m) och åsmaterial (1,8 m).



FIGUR 10. Provb belastningsresultat påle P2/18.



## 4. KV CADMUS 1

## 4.1 Påslagning

Vid kv Cadmus 1 instrumenterades fyra stycken stålplast-pålar. På två av dessa gjordes statistiska provbelastningar. Utöver dessa pålar provbelastades tre stycken pålar av grundförstärkningsentreprenören. Pålarna slogs i längder av 1,7 m med tryckklufthejare Atlas Copco Tep 40 i foderrör genom fyllningsjorden. Jordlagerföljden i närheten av de instrumenterade pålarna framgår av figur 11. Data för pålarna visas i tabell 4.

Pålnummer	73/22	P4/22	P5/22	P1/23	P7/5	P9/5	P11/5
Längd, m	17,1	23,5	-	10,1	31,8	28,0	28,9
Längd i foderrör, m	6,7	6,7	4	7,6	9,4	9,4	9,4
Längd i åsmtrl, m	10,4	16,8	-	2,5	22,4	18,6	19,5
Slagningsdatum	791023	791023	791022	791023	790427	790522	790515
Stötvågsmätning	Ja	Ja	-	Ja	-	-	-
Sjunk vid "stopp"	0/0*	1/1*	-	1/0*	2/0*	2/2*	1/1*
Provbel.datum	800208	-	-	800208	790816	790817	790817
Kryplast, MN	0,3	-	-	0,175	>0,3	0,3	>0,3
Dyn spetsbärförmåga, MN	0,04	-	-	0,02	-	-	-

\* Stoppslagning/Efterslagning

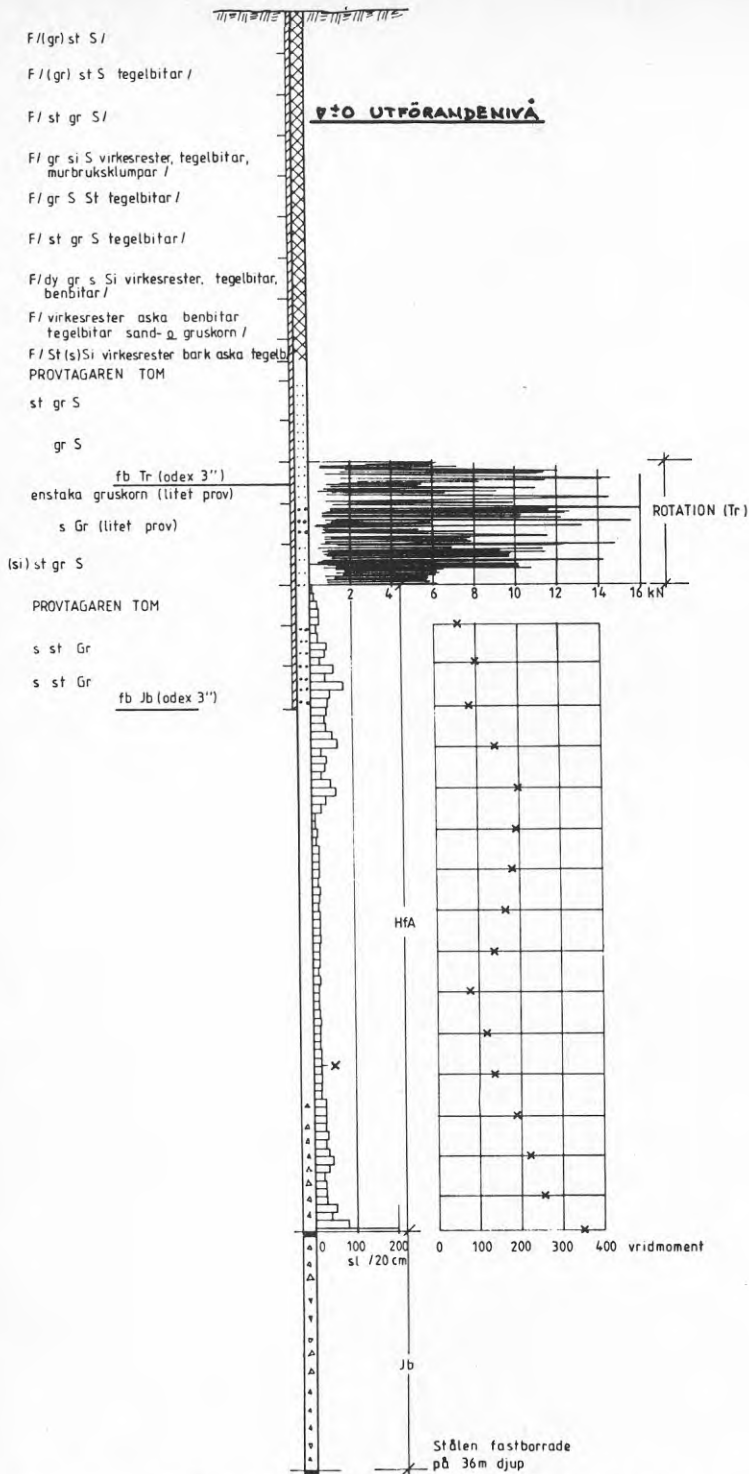
TABELL 4. Provpålar Cadmus 1.

## 4.21 Stötvågsmätningar, funktion

Problemen med att få givare och kablar att hålla för påfrestningarna vid slagningen var stor. Vid försökens slutskede fungerade endast bottengivarna i påle P3/22 och P1/23 klanderfritt samt bottengivaren i P4/22 med tveksamhet. Samtliga toppgivare havererade under försöken. Påle P5/22 stoppade i en felaktig svets skarv i foderröret och fick kasseras utan att någon mätning kunde utföras.

## 4.22 Stötvågsmätningar, resultat

Resultat från stötvågsmätningar finns för pålar P3/22, P4/22 och P1/23.



FIGUR 11. Jordförhållanden för de undersökta pålarna, kv Cadmus 1,2.

P3/22

Av tabell 5 framgår stötkraftens förändring i pålen med djup och antal skarvar. En instrumenterad toppåle påsattes då pålspetsen var 10,1 m under markytan men mätkabeln förstördes omedelbart innan någon registrering hann göras.

Spetsdjup under kapnivå (m)	Antal skarvar	Sjunkning vid slagning (mm/min)	Pålkraft Pm (B) (kN)	Pålkraft Pm (T) (kN)	Dynamisk spetsbärförmåga (kN)
6,7	3		63		
6,7	3		58		
6,8	3		55		
6,8	3		59		
7,7	4		55		
8,5	4	30	50		
8,6	5	30	39		
9,2	5		47		
10,0	5	20	49		
10,1	6		42	-	
10,1	6	8	36		
10,1	6	8	43		
10,2	6	7	46		
10,2	6	1	40		40

TABELL 5. Resultat från stötvågsmätningar vid slagning av påle P3/22.

P4/22

Tabell 6 visar resultaten från stötvågsmätningarna i påle P4/22. Instrumenterade toppålar påsattes då spetsen var 8,5 resp 18,7 m under markytan. Mätkablar för dessa pålar förstördes dock relativt snart varför endast en mätning i toppen per påle kunde göras.

Spetsdjup under kapnivå (m)	Antal skarvar	Pålkraft Pm (B) (kN)	Pålkraft Pm (T) (kN)
7	4	45	
7,5	4	36	
8,5	5	34	(49)
9,8	5	28	
9,9	5	36	
10,0	5	28	
10,2	5	40	
18,7	10	-	70

TABELL 6. Resultat från stötvågsmätningar vid slagning av påle P4/22.

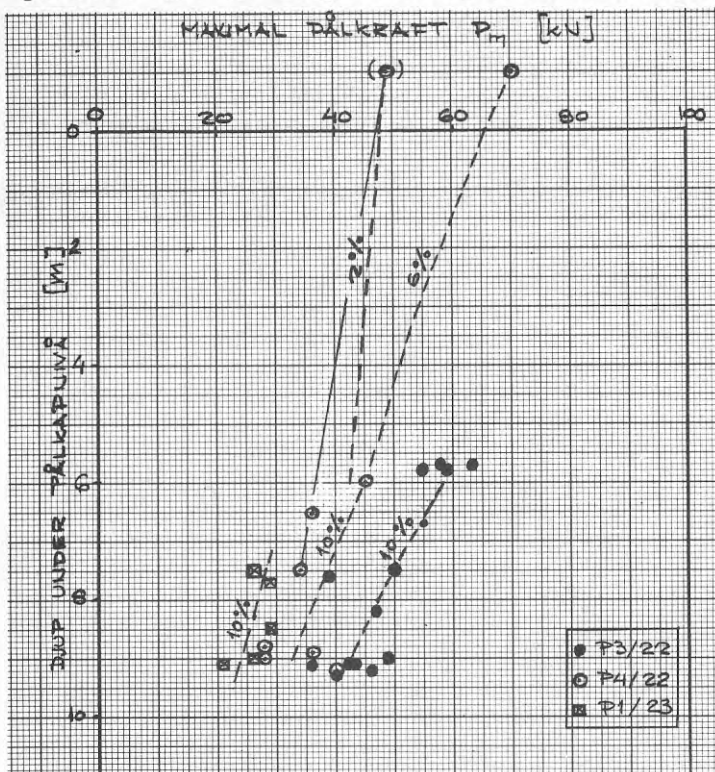
## P1/23

Tabell 7 visar resultaten från stötvågsmätningarna i påle P1/23. En instrumenterad toppåle påsattes då spetsen var 10,0 m under markytan men givarna förstördes innan någon mätning hann utföras.

Spetsdjup under kapnivå (m)	Antal skarvar	Sjunkning vid slagning (mm/min)	Pålkraft P <sub>m</sub> (B) (kN)	Pålkraft P <sub>m</sub> (T) (kN)	Dynamisk spetsbärförmåga (kN)
8,5	5	20	26		
8,7	5	20	29		
9,5	5	20	29		
10,0	6	-	26	-	26
10,1	6	6	21		21

TABELL 7. Resultat från stötvågsmätningar vid slagning av påle P1/23.

I figur 12 har de uppmätta pålkrafterna i de tre pålarna plottats mot det respektive djup där mätningarna gjorts.



FIGUR 12. Maximal stötkraft i påle vid olika djup.

Kraftförlusterna i pålarna var vid detta objekt större än vid kv Bacchus 6. Detta beror sannolikt på en större mantelfriktion (grövre och fastare jord).

Kraftförlusten vid drivning genom åsmaterialet var ca 10% per meter påle. Kraftförlusten genom foderröret var för påle P4/22 2-6% per meter påle. Att kraftförlusten trots allt blir så stor genom foderröret kan bero på att sammanhållningen i skarvarna blir sämre när pålen är omgiven av luft än av friktionsmaterial.

Liksom vid kv Bacchus 6 blev den dynamiska spetsbärför-  
mågan liten, ca 20-40 kN, för de undersökta pålarna.  
Detta beroende av den måttliga ingångskraften.

#### 4.31 Statiska provbelastningar, funktion

Provbelastningarna utfördes enligt ML-metoden. Belastningen ökades i steg om 0,025 MN och laststegens varaktighet var 8 min för pålarna P7/5, P9/5 och P11/5 samt 9 min för pålarna P3/22 och P1/23. Provbelastningarna gjordes med motordriven hydraulpump och noggrannheten i utförandet var godtagbar fränsett en misslyckad lastökning vid 0,175 MN på påle P11/5.

Vid efterslagning av pålarna havererade även bottengivaren i påle P1/23 varför kraftmätning endast kunde utföras vid påle P3/22.

#### 4.32 Statiska provbelastningar, resultat

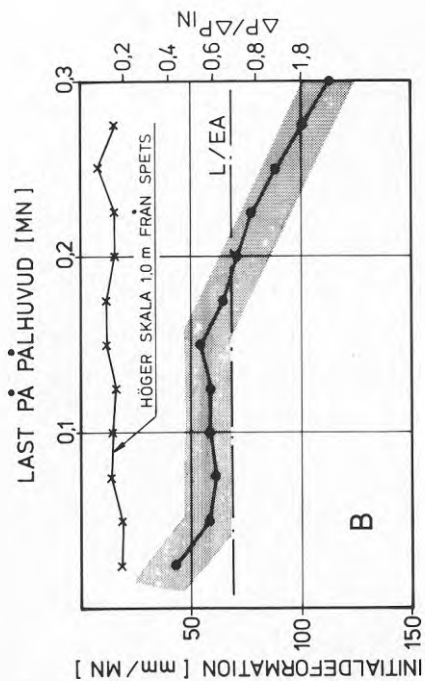
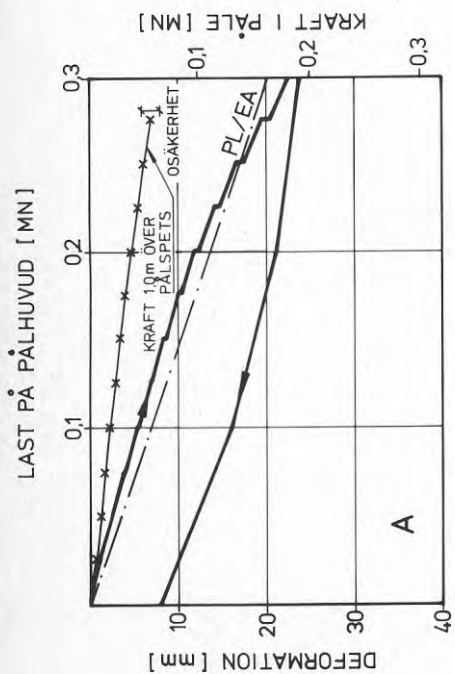
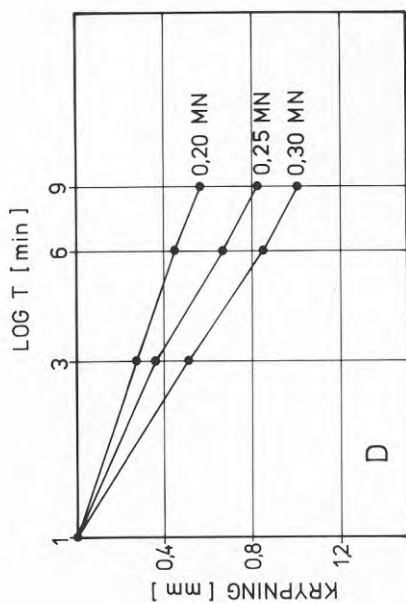
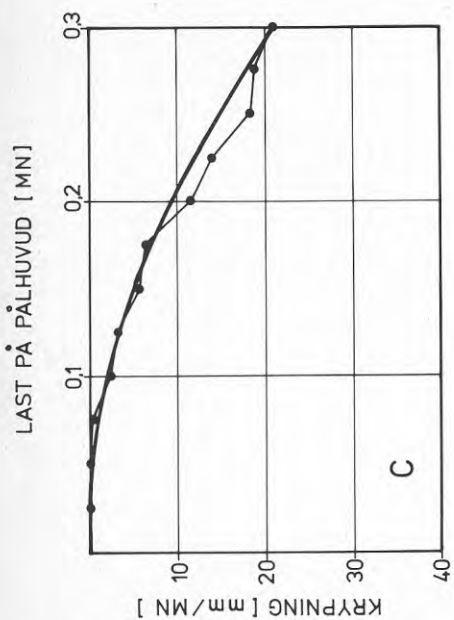
##### P3/22. Figur 13

Pålens kryplast överstiger 0,3 MN.

Pålen står i ett 6,7 m långt foderrör genom fyllningen. Friktionen mot pålen inom foderröret är försumbar.

Pålen bär en stor del av lasten på mantelytan. Spetskraften i pålen vid 0,3 MN last var ca 0,06 MN. Detta medför att resten, 0,24 MN, upptas längs pålens mantelyta på 9,4 m längd. Detta motsvarar en genomsnittlig mantelfriktion på 102 kPa. Mantelbärförmågan är, eftersom krypgränsen ej uppnåtts, större än detta värde.





FIGUR 13. Provb belastningsresultat på pile P3/22.

P1/23. Figur 14

Pålens kryplast utvärderad enligt 110%-kriteriet är 0,175 MN.

Pålen står i ett 7,6 m långt foderrör genom fyllningen. Friktionen mot pålen inom foderröret uppgår maximalt till ca 0,02 MN.

Den dynamiska spetsbärförmågan vid slagningens slutskede var 0,021 MN. Resten av bärförmågan, ca 0,13 MN, upptas alltså längs den 2,5 m långa mantelytan genom åsmaterialet. Detta motsvarar en genomsnittlig mantelfriktion på 205 kPa. Detta värde är möjligt att uppnå i ett fast friktionsmaterial, speciellt om pålen är något krokig på den understa delen.

P7/5. Figur 15

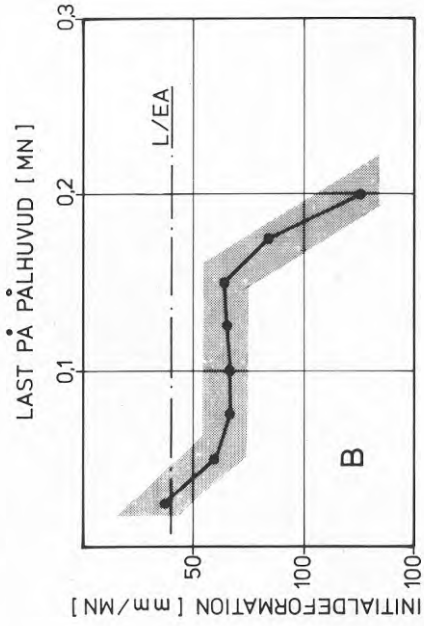
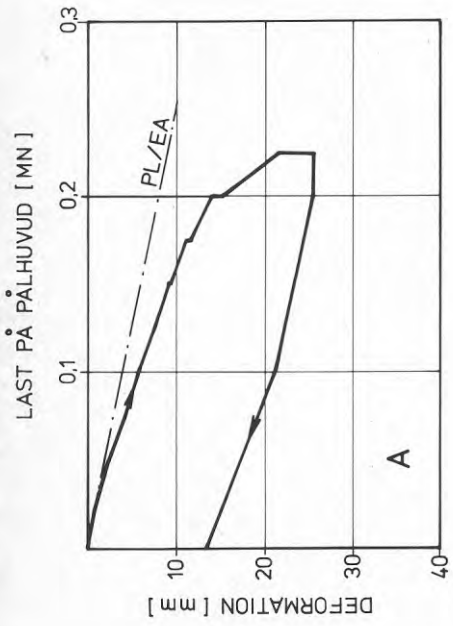
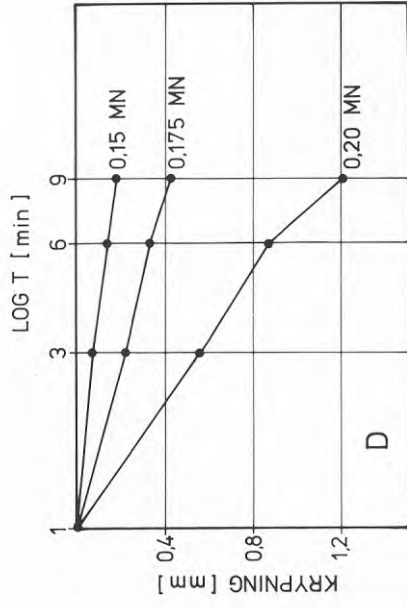
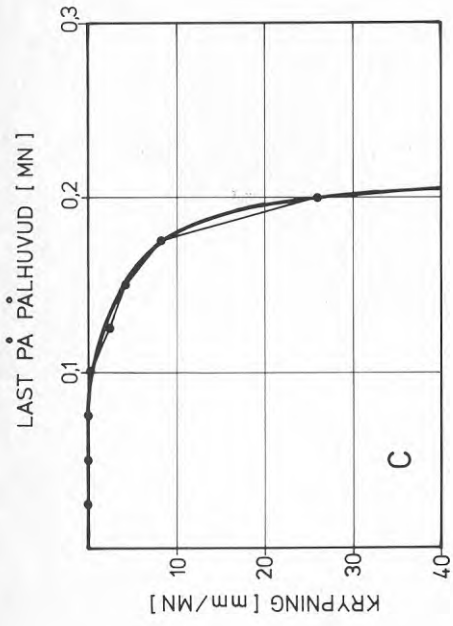
Pålens kryplast överstiger 0,3 MN. Utseendet på initialdeformationskurvan, delfigur 6, tyder på att pålen är praktiskt taget rak och att lasten tas upp huvudsakligen genom mantelfriktion.

Pålen står i ett foderrör som är 9,4 m långt genom fyllningen. En viss friktion, motsvarande 0,075-0,1 MN pållast tycks dock finnas mellan påle och rör i detta fall.

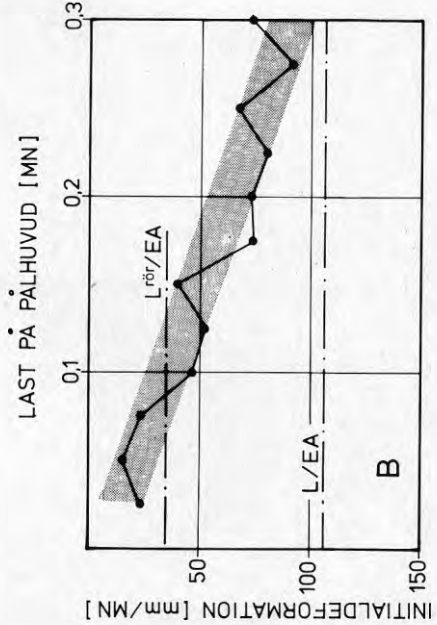
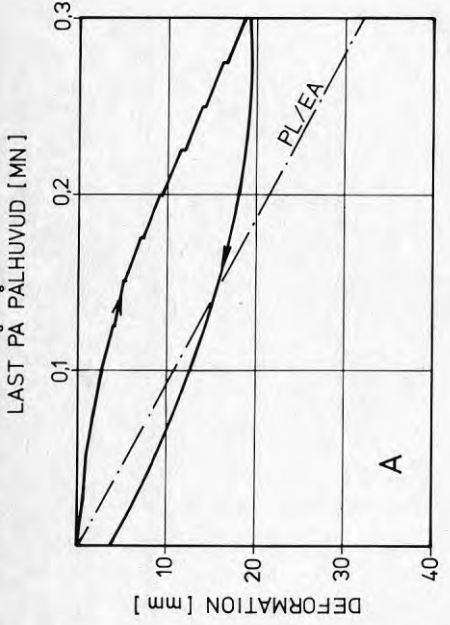
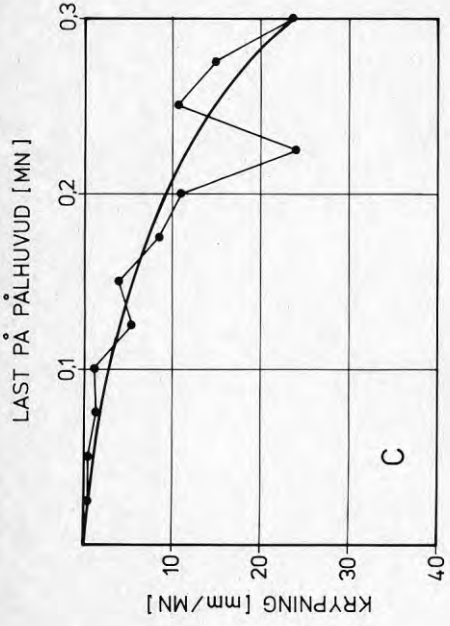
P9/5. Figur 16

Pålens kryplast är ca 0,3 MN. Mantelbärförmågan är ca 0,25 MN. Initialdeformationskurvas, delfigur 6, utseende tyder på att pålen är något krokig och att pålen och jorden för laster mellan 0-0,075 MN anpassade sig till ett tidigare (under slagningen) uppnått spänningstillstånd. Vid laster överstigande 0,25 MN började deformationerna vid pålspetsen att i högre grad inverka på totaldeformationerna.

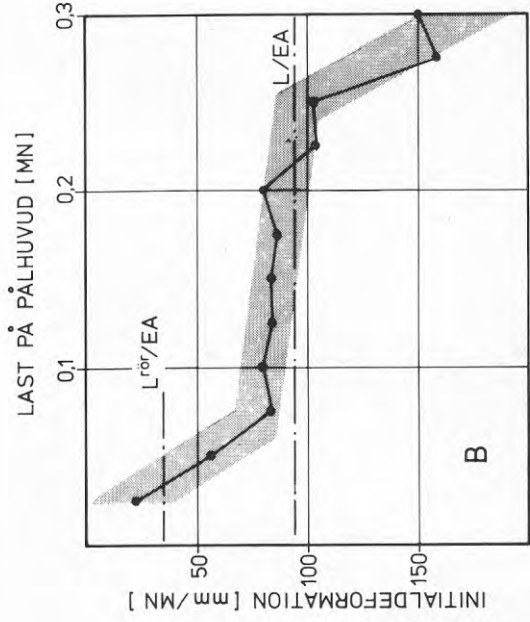
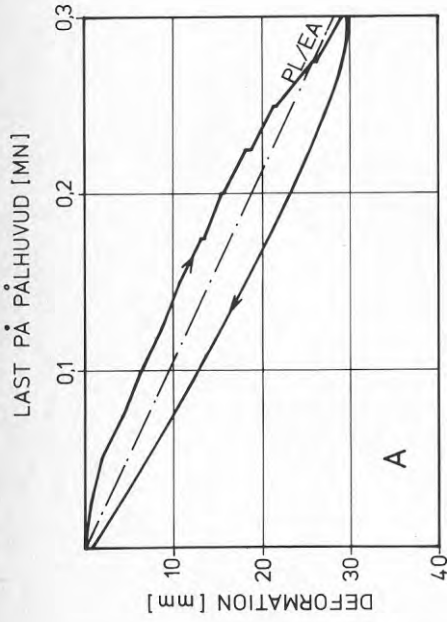
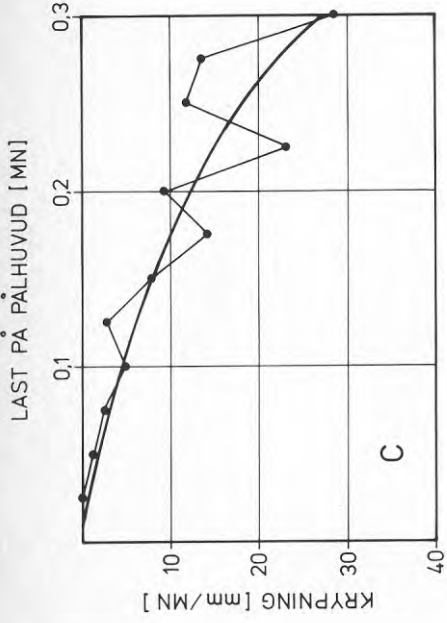
Pålen står i ett 9,4 m långt foderrör genom fyllningen. En viss friktion, motsvarande ca 0,03 MN pållast, tycks finnas mellan påle och rör.



FIGUR 14. Provbelastringsresultat påle P1/23.



FIGUR 15. Provb belastningsresultat påle p7/5.

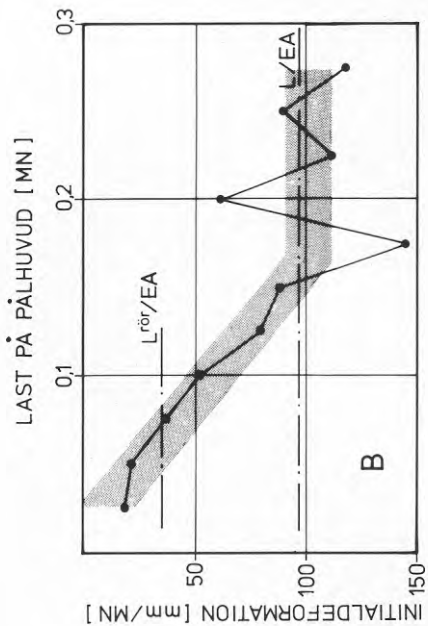
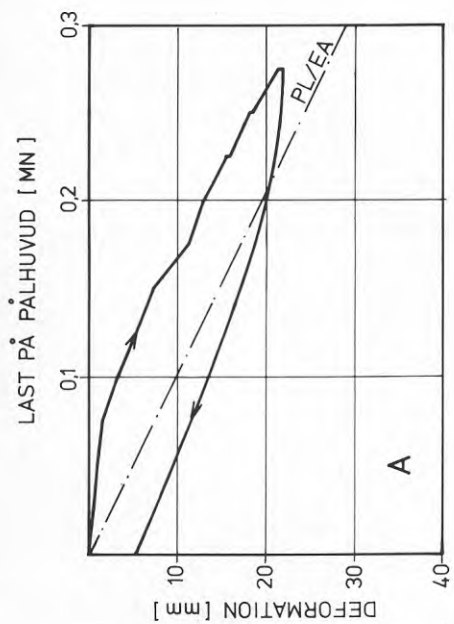
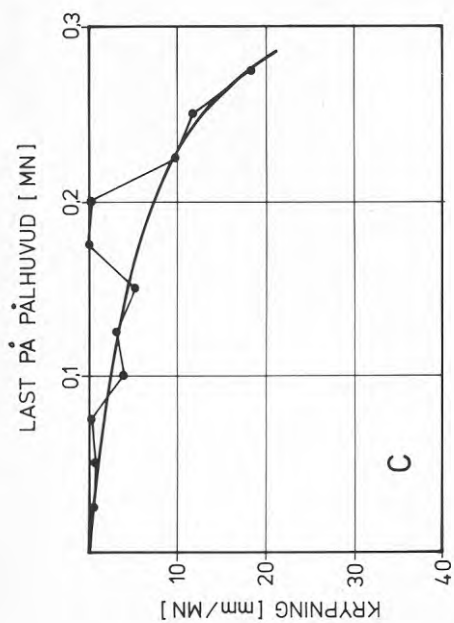


FIGUR 16. Provbearningsresultat påle P9/5.



P11/5. Figur 17

Pålens kryplast överstiger 0,3 MN. Initialdeformationskurvans, delfigur c, utseende tyder vid jämförelse med påle P7/5 på att pålen är något krokig och i likhet med påle P9/5 anpassade sig till tidigare belastningar i lastintervallet 0-0,17 MN. Laster därutöver upptogs huvudsakligen längs mantelytan och inom ett spänningsintervall som jorden varit förbelastad för.



FIGUR 17. Provbearningsresultat påle P11/5.

## 5. KV NARCISSUS 4

## 5.1 Påslagning

I kv Narcissus 4 provbelastades sammanlagt tio stycken stålplastpålar. Fyra av dessa provbelastades för att de ej uppfyllde kraven i typgodkännandebeviset m a p tillåten krökning (nr 9B) som är  $R > 150$  m och maximal längd (nr 11H, 12H och 14H) som är 20 m eller högst 7 skarvar.

Data för de olika pålarna framgår av tabell 8. Pålarna installerades utan foderrör eller förborrning genom fyllningen.

Pålnummer	1B	4B	9B	16B	18B	11H	12H	14H	29K	30K
Längd, m	10,2	7,7	11,9	8,5	9,0	19,8	19,2	19,7	11,5	11,1
Längd i fylln, m	5	5	5	5	5	1	1	1	4	4
Längd i åsmtrl, m	5,2	2,7	6,9	3,5	4,0	18,8	18,2	18,7	7,5	7,1
Sjunkn vid stopp mm/min	0	1	3	1	1	0	0	0	0	1
Bärförmåga MN	>0,3	>0,3	>0,3	>0,3	>0,3?	>0,3	>0,3	>0,3	>0,3	>0,3

TABELL 8. Provpålar Narcissus 4.

## 5.21 Statiska provbelastningar, funktion

Provbelastningarna är utförda enligt CRP-metoden. Last-deformationskurvorna i kv Narcissus är dock bestämda efter det att krypförsök med belastning upp till 0,3 MN gjorts på pålarna. De redovisade last-deformationskurvorna är alltså återbelastningskurvor. Pålarnas slutdeformation vid krypförsöken har nedan redovisats med punkter i last-deformationsdiagrammen.

Last-deformationskurvorna från stålplastpålarna i Narcissus är genomgående svagt S-formade eller innehåller andra former av oregelbundenheter. En S-formad belastningskurva har i andra sammanhang kunnat konstateras på andra elementpålar om dessa varit förbelastade. Belastningskurvorna från Narcissus innehåller dock osedvanligt många oregelbundenheter vilket säkerligen beror på varierande grad av excentricitet i belastnings- och deformationsmättningsutrustning. En annan bidragande

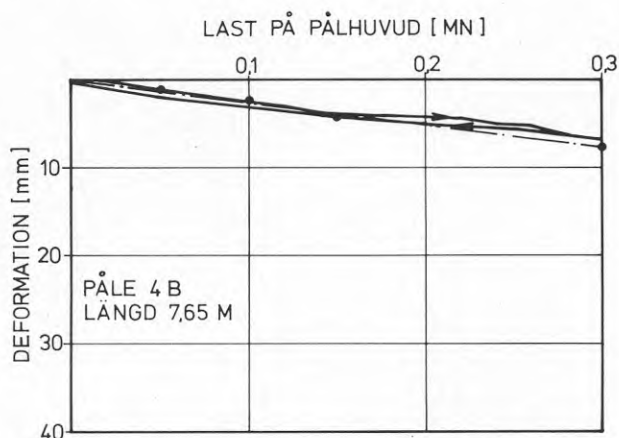
orsak är att provbelastningarna gjordes med manuell domkraft vilket medför en högre grad av onoggrannhet.

## 5.22 Statiska provbelastningar, resultat

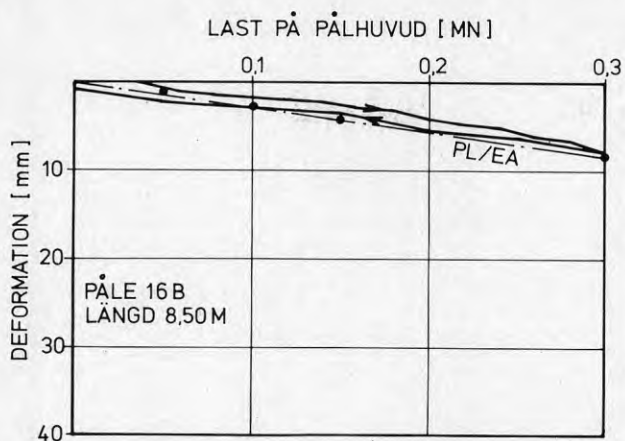
### Pålar 1B, 4B, 9B, 16B och 18B. Figur 18-22

Det karaktäristiska för dessa pålar är att de är 8-12 m långa och installerade genom ca 5 m fyllning.

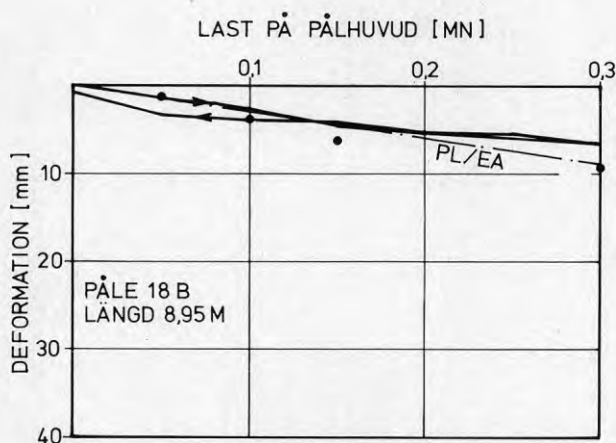
De kortaste pålarna 4B, 16B och 18B deformerades under krypförsöken (punkterna) praktiskt taget exakt enligt den elastiska deformationslinjen. Vid påle 18B uppkom dock någon rörelse vid pålspetsen. De efterföljande provbelastningarna gav något mindre deformationer för de laster där krypförsök utförts. Det är uppenbart att speciellt påle 18B varit snedbelastad vid CRP-provet. Dennas bärförmåga är därför vanskelig att bestämma men överstiger sannolikt 0,3 MN. Bärförmågan hos påle 4B och 16B överstiger 0,3 MN.



FIGUR 18. Provblastningsresultat påle 4B.



FIGUR 19. Provb belastningsresultat påle 16B.

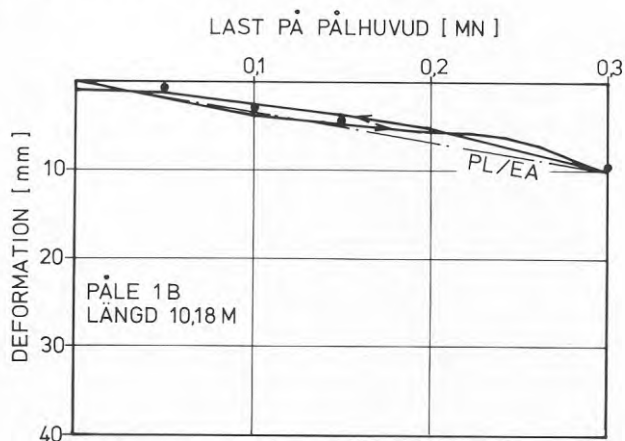


FIGUR 20. Provb belastningsresultat påle 18B.

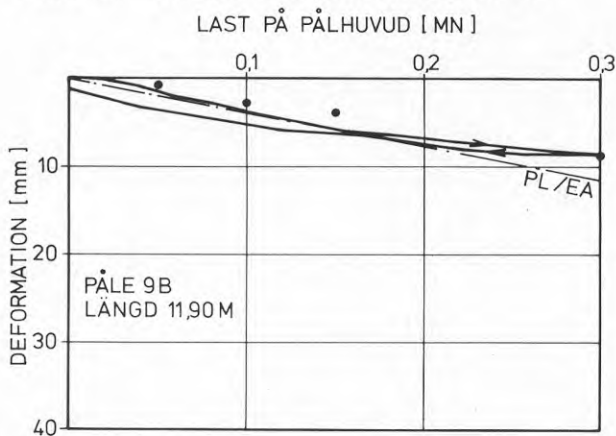
De något lägre pålarna 1B och 9B deformerades mindre än den elastiska deformationen vid de inledande krypt försöken (punkterna). Påle 9B uppvisade, trots att den "stoppslogs" mildare, mindre deformationer än påle 1B. Ett utslag av att den antingen var krokigare eller mer snedbelastad under provningen. Därmed bar den en större andel av lasten på mantelytan. De efterföljande provbelastningarna gav, i synnerhet för påle 9B, något större deformationer än de inledande krypt försöken.



Bägge pålarnas bärförmåga är svår att bestämma. Påle 1B's bärförmåga är dock omkring 0,3 MN medan 9B förmår bära något mer.



FIGUR 21. Provbelastningsresultat påle 1B.



FIGUR 22. Provbelastningsresultat påle 9B.

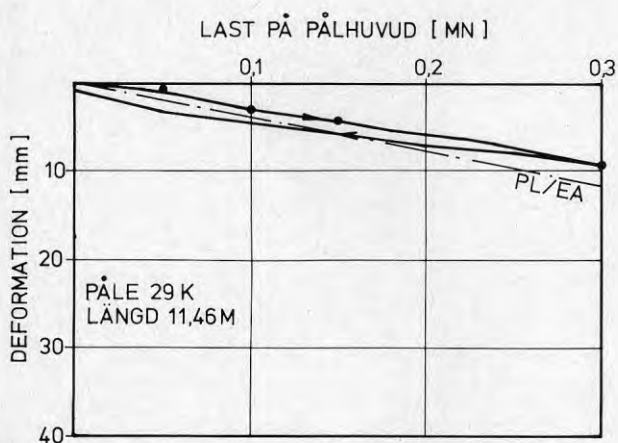
Pålar 29K och 30K. Figur 23 och 24

Pålarna är drygt 11 m långa och nedförda genom ca 4 m fyllning.

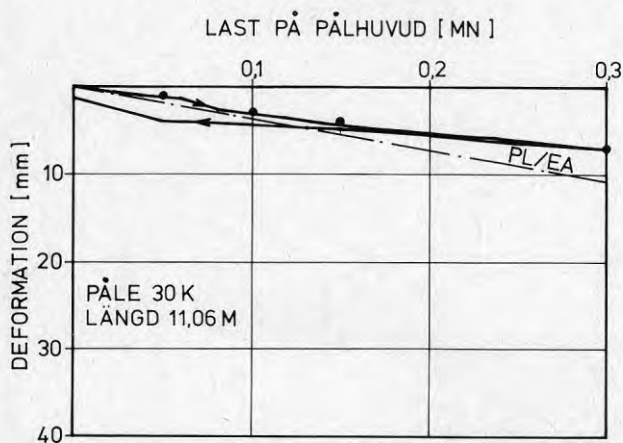
Pålarnas mantelbärförmåga är större än den för pålarna ovan redovisade men svår att kvantifiera. Deformationerna vid återbelastning är likartade med de som mättes vid krypförsöken. Det tyder på att den kraft som upptas vid pålspetsen inte är stor nog att åstadkomma plastiska

deformationer under påspetsen.

Bärförmågan överstiger för bägge pålarna 0,3 MN även om utvärderingen av 30K är osäkrare än 29K.



FIGUR 23. Probelastningsresultat påle 29K.



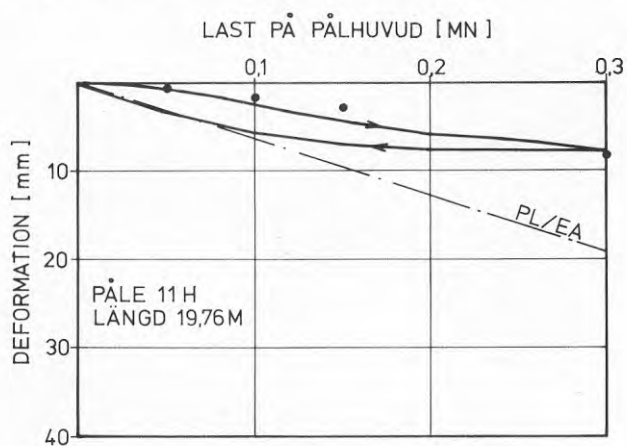
FIGUR 24. Probelastningsresultat påle 30K.

Pålar 11H, 12H och 14H. Figur 25-27

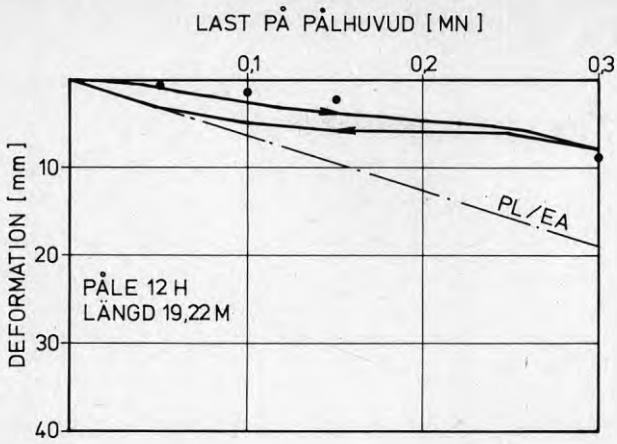
Pålarna är 19-20 m långa och nedförda genom endast någon meter fyllning.

Påförd last upptas huvudsakligen längs pålarnas mantelyta. För påle 14H, som är den bästa att utvärdera av de tre, kan mantelbärförmågan (med stor osäkerhet) bedömas till 0,3 MN. Vid denna last är nämligen last-deformationskurvan parallell med den elastiska deformationslinjen vilket normalt betyder att mantelbärförmågan överskrids vid denna belastning. De övriga pålarnas last-deformationskurvor innehåller så stora oklarheter att någon bedömning av dessa pålars funktionssätt (utöver vad som ovan sagts) ej är möjlig.

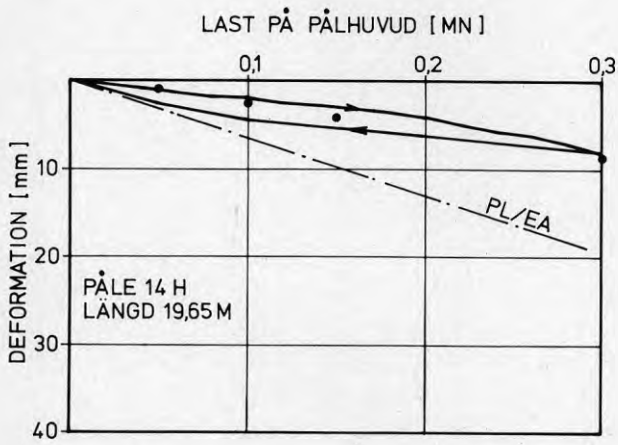
Bärförmågan överstiger 0,3 MN för alla tre pålarna.



FIGUR 25. Provb belastningsresultat påle 11H.



FIGUR 26. Provbelastningsresultat påle 12H.



FIGUR 27. Provbelastningsresultat påle 14H.

## 6. KV POLLUX 1,2

## 6.1 Påslagning

Sex stycken SW-pålar med dimension  $155 \times 21 \text{ mm}^2$  provbelastades. Pålarna var stoppslagna med trycklufthejare Atlas Copco PH 180 K. Fyllningsjorden, som var ca 2-3 m tjock i provpållägena, hade före påslagningen förborrats med en augerborr. Data för pålarna visas i tabell 9.

	P2	P6	P11	P13	P17	P82
Längd, m	9,2	13,0	8,3	11,0	12,3	14,5
Sjunkning vid provbelastningsnivån mm/min	100	50	200	3	50	3
Kryplast, MN	~0,5	>0,75	0,49	>0,75	~0,8	~0,8

TABELL 9. Provpålar kv Pollux 1,2.

## 6.21 Statiska provbelastningar, funktion

Provbelastningarna är utförda enligt ML-principen.

Provbelastningarna i kv Pollux utfördes med manuell hydraulpump till domkraften. Denna utrustning gav inte tillräcklig noggrannhet, speciellt vad beträffar belastningens konstans, för att säkert kunna bestämma pålarnas kryplast och mantel- respektive spetsbärförmåga. Det var framför allt svårt att hålla belastningen på avsedd nivå då kryprörelserna blev stora, alltså i provbelastningarnas slutskede. I sådana fall underskattas lätt krypningens storlek. Resultaten uppvisar också flera oregelbundenheter som kan förklaras med variationer i belastningsintensiteten under respektive laststeg.

I några fall rörde sig också pålhuvudet i sidled under belastningen. Det är i sådana lägen ytterst väsentligt att mätklockorna sitter exakt symmetriskt kring pålen, i annat fall erhålls ej korrekta värden på pålrörelsen.



Förhållandena i kv Pollux beträffande den detaljen har ej kunnat fastställas.

## 6.22 Statiska provbelastningar, resultat

### Påle P6. Figur 28

Pålens kryplast, delfigur c, är större än 0,75 MN, rimligen cirka 1,0 MN, även om kryprörelserna är förhållandevis stora redan från 0,4 MN. Pålen är huvudsakligen spetsburen för laster över 0,05 MN.

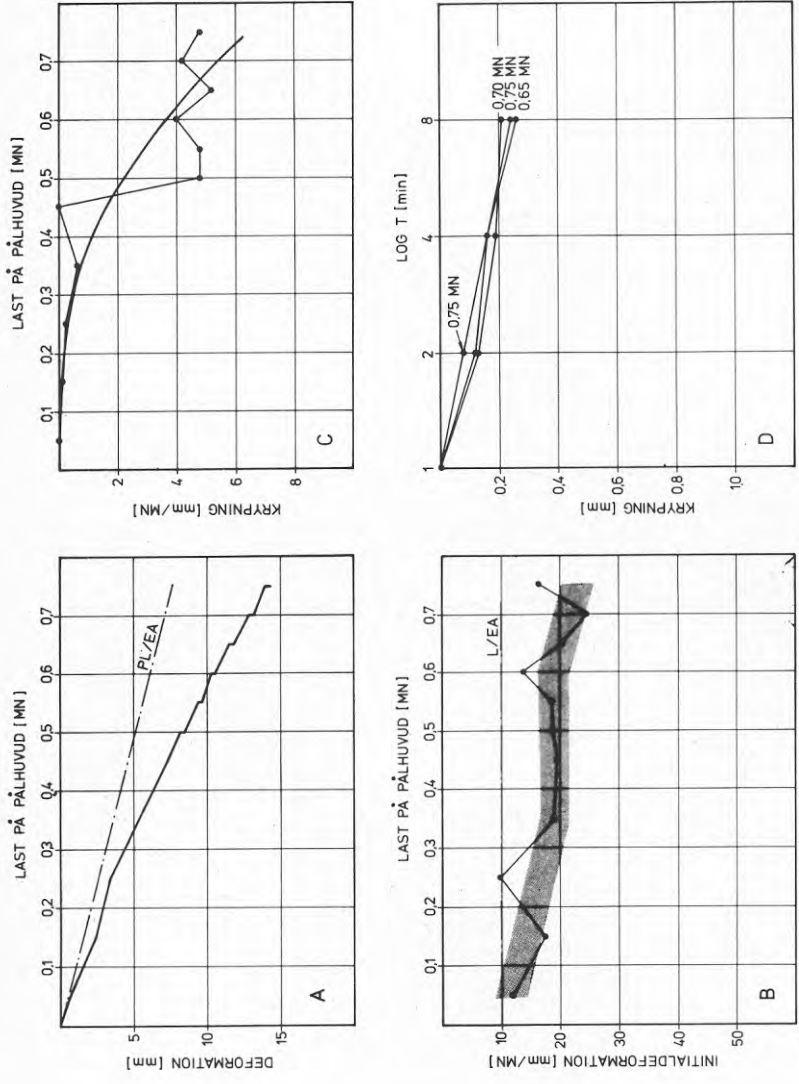
Initialdeformationerna, delfigur b, blev större än pålens elastiska hoptryckning under hela belastningsintervallet över 0,05 MN. Detta kan sannolikt förklaras av att pålhuvudet rörde sig 21 mm i sidled under belastningen, och att de mätklockor som registrerade pålrörelsen ej var symmetriskt placerade. Detta medförde också att pålens mantelbärförmåga ökade med ökande belastning. Förhållandet att initialdeformationernas storlek är praktiskt taget konstant under ett längre intervall tyder på att jorden är förbelastad inom detta lastintervall.

Det förvillande hoppet i krypkurvan mellan 0,45 MN - 0,5 MN kan förklaras av domkraftens otillfredsställande noggrannhet. Vid 0,45 MN avtog belastningen i och med att pålen sjönk. Detta komparerades ej och krypningen vid följande laststeg, 0,5 MN, blev större än den rätteligen borde. På motsvarande sätt var belastningen i steget upp till 0,75 MN för liten. Både initialdeformationen och krypningen skulle rätteligen ha ökat jämfört med föregående laststeg.

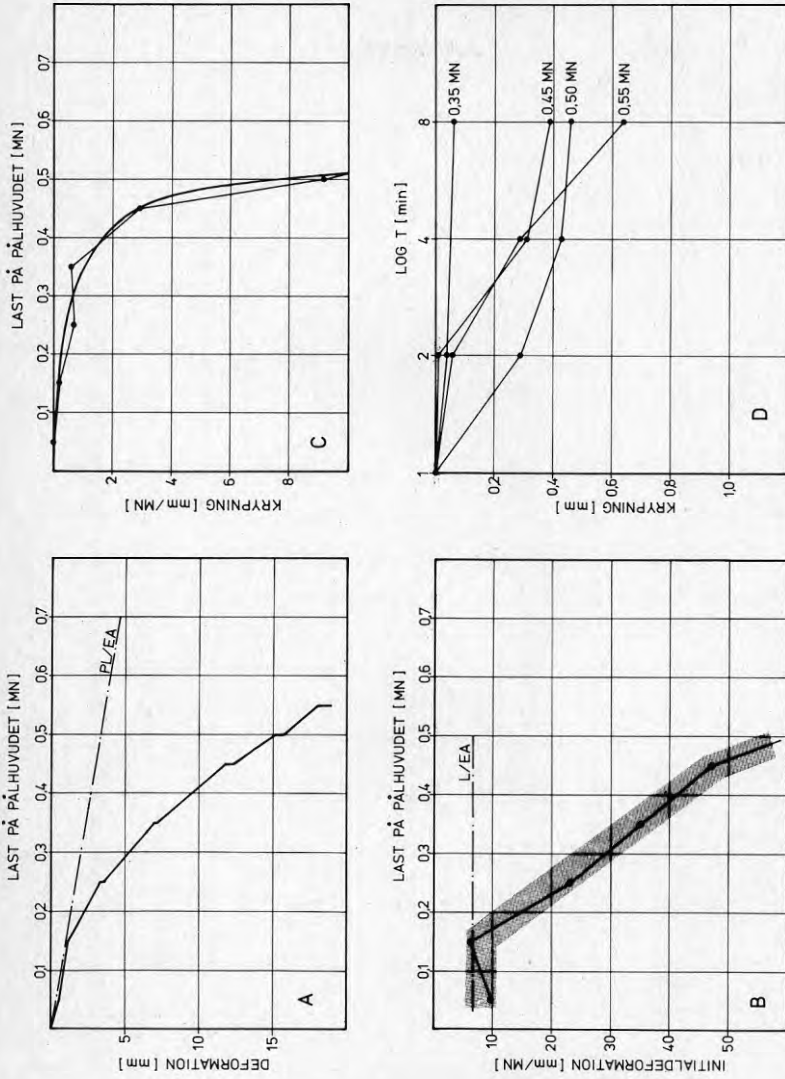
### Påle P11. Figur 29

Pålens kryplast, utvärderad enligt 100%-kriteriet ur delfigur c, är 0,49 MN.

Den maximala mantelbärförmågan är ca 0,15 MN. För belastning över detta värde blev pålens initialdeformation, delfigur b, avsevärt större än den elastiska



FIGUR 28. Probelastningsresultat påle P6.



FIGUR 29. Probelastningsresultat påle P11.

deformationen i varje laststeg, vilket betyder att lasten nedförs till pålspetsen där jorden deformeras kraftigt innan brott slutligen sker.

Tid-sättningskurvan för 0,50 MN i delfigur d belyser klart det ovan påtalade förhållandet att belastningen på pålen avtagit i och med att kryprörelser inträffat. Sjunkningen som funktion av logaritmen för tiden är vanligen rätlinjig vid kryplasten.

#### Påle P17. Figur 30

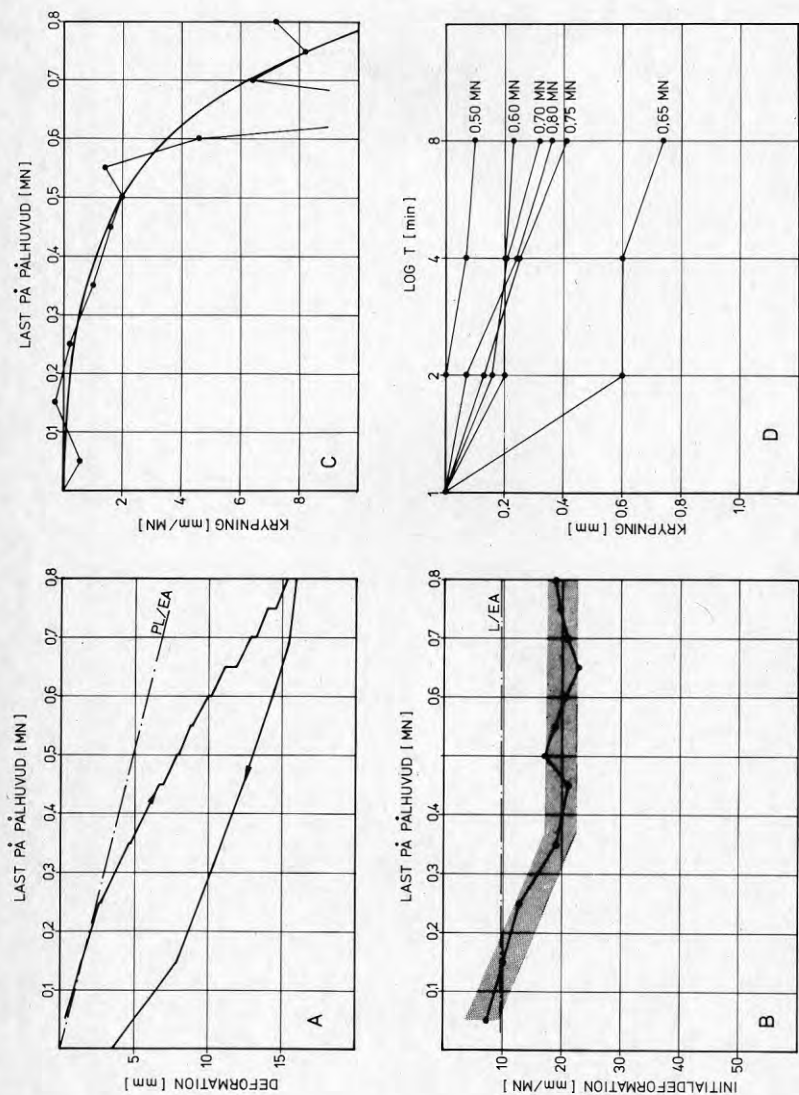
Pålen uppträdde praktiskt taget identiskt med påle nr 6. Kryplasten för påle 17 var dock aningen lägre eller ca 0,8 MN.

Pålen är, enligt delfigur b, huvudsakligen spetsburen för laster över ca 0,15 MN men på motsvarande sätt som för påle 6 ökar mantelbärförmågan med ökande last på grund av viss snedhet i belastningen. Initialdeformationernas storlek tyder på att pålen och jorden anpassar sig till ett visst lastupptagningsförhållande för laster upp till 0,35 MN varefter ytterligare last upptas inom förbelastat spänningsområde.

Krypkurvan, delfigur c, uppvisar en större oegentlighet vid 0,65 MN orsakad av för hög belastning i början av laststeget, speciellt mellan 1 och 2 minuter. Denna alltför höga belastning har möjligen varit upp emot 0,8 MN och därmed påverkat initialdeformationerna för laststegen upp till denna last.

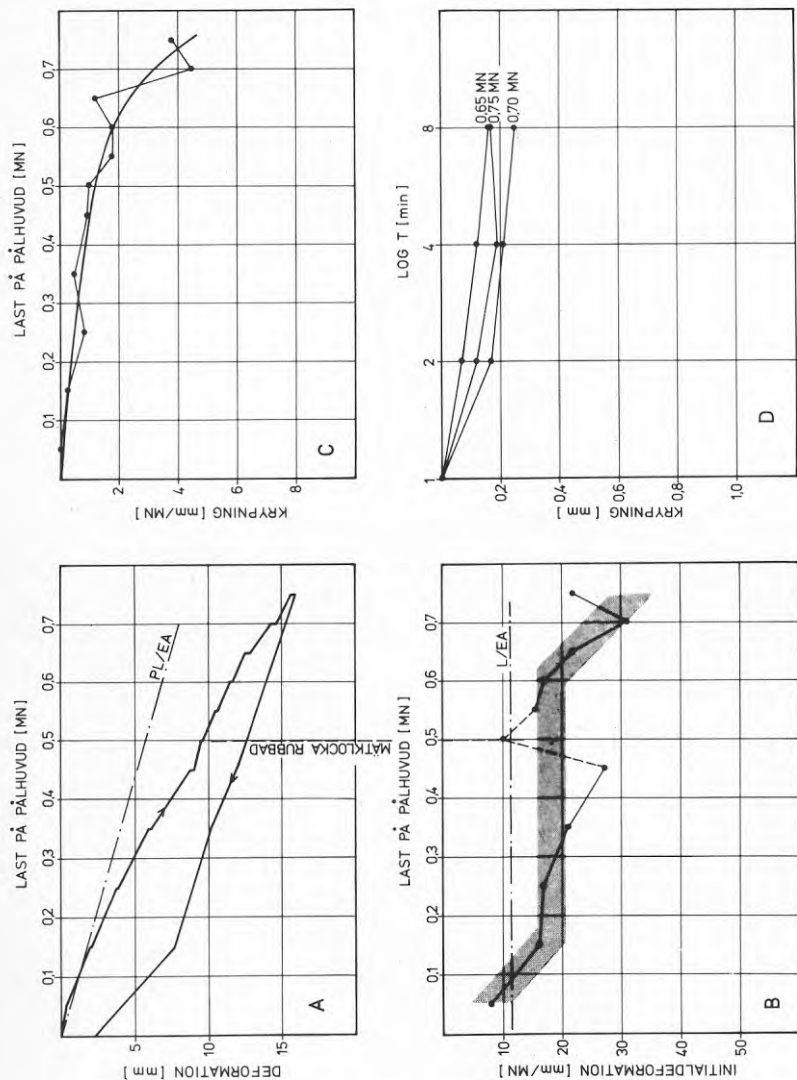
#### Påle P82. Figur 31

Pålens kryplast är >0,75 MN och kan ur delfigur c uppskattas till ca 0,8 MN. Tid-sättningskurvorna i delfigur d visar också en avtagande tendens för samtliga laststeg i slutet av belastningsintervallet. För laststeget 0,75 MN minskade dock belastningen synbart mellan 4 och 8 minuter och påltoppen hävdades under denna period. Krypningen vid 0,75 MN skulle sannolikt vara



FIGUR 30. Provbeltastningsresultat påle P17.





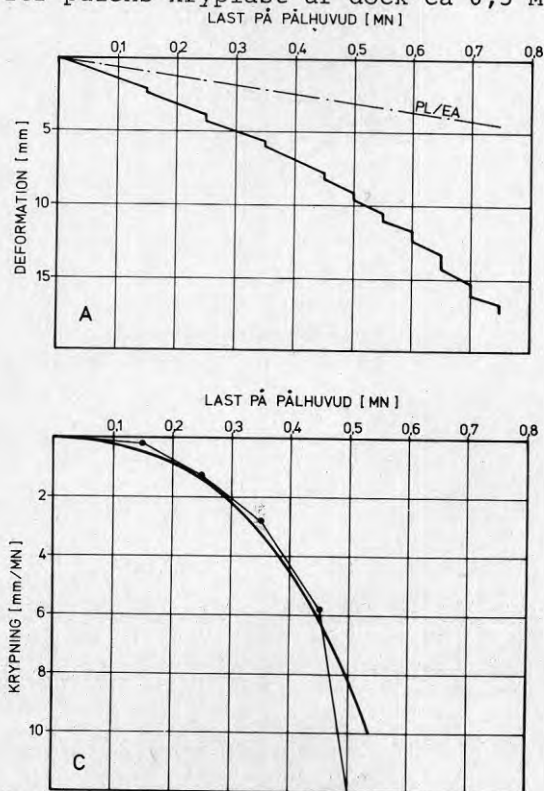
FIGUR 31. Probelastningsresultat påle P82.

större än vad som uppmättes.

Pålens mantelbärförmåga överskreds vid ca 0,1 MN. På grund av rörelser vid spetsen och snedhet i belastningen blev dock initialdeformationerna för varje laststeg något större än pålens elastiska hoptryckning, delfigur b. Detta medför samtidigt att pålens mantelbärförmåga ökar med ökande belastning. Jorden kring pålen var förbelastad för laster motsvarande 0,6 MN statisk belastning. För laster över denna gräns ökade deformationerna märkbart.

### Påle P2. Figur 32

pålens kryplast är svår att utvärdera. Sannolikt har belastningsintensiteten under provbelastningens slutskede ( $>0,5$  MN) genomgående varit för liten på grund av den höga kryphastigheten för dessa laster. Påståendet kan dock ej vidimeras eftersom originalprotokollet från denna provbelastning ej varit tillgängligt. Ett troligt värde för pålens kryplast är dock ca 0,5 MN.



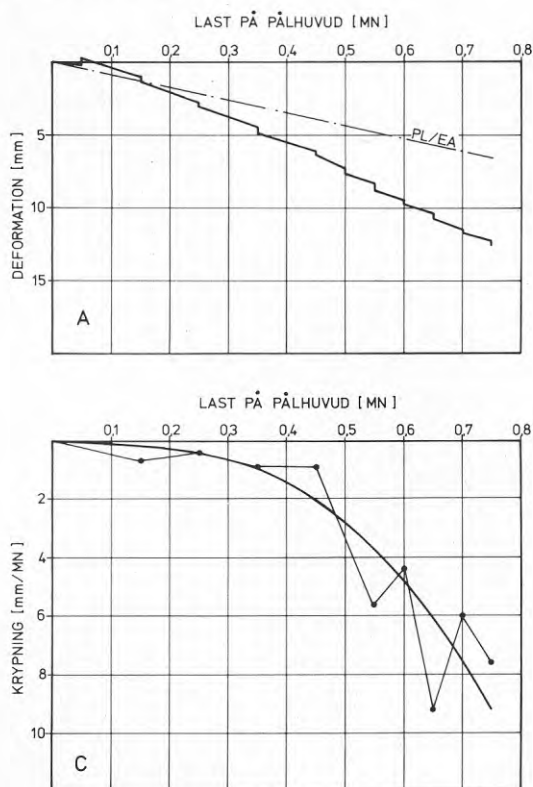
FIGUR 32. Provblastningsresultat påle P2.

Påle P13. Figur 33

Pålens kryplast är större än 0,75 MN och kan ur delfigur c uppskattas till ca 0,9 MN. Pålens krypkurva påminner i hög grad om påle nr 6.

Vid jämförelse med påle P82, som vid drivningens slutskede hade samma sjunkningshastighet som påle P13, framgår att kryprörelserna genomgående var större för påle P13 än för påle P82 (fig 31). Dock var i gengäld påles P13 krypkurva något flackare och saknade påles P82 markerade brytpunkt vid stora laster.

Den mest rimliga förklaringen till att påle P13, som drivits till samma slutsjunkningshastighet som påle P82, uppvisade något högre kryplast men samtidigt större kryprörelser är att spetsens andel av bärförmågan är större för påle P13 än för påle P82, dvs påle P13 är rakare än påle P82.



FIGUR 33. Provb belastningsresultat påle P13.

## 7. SYNTES

### 7.1 Stålplastpålar

Vid de förhållanden som råder i Gamla Stan kommer den största delen av stålplastpålars bärförmåga att vara uppbyggd av mantelfriktion. Den dynamiska spetsbärförmåga som beräknades varierade mellan 21-115 kN (medelvärde 80 kN). Vid spetskraftmätningar under statiska provbelastningar nådde spetskraften 44 - ca 70 kN vid kryplasten.

Den lätta tryckklufthammare som används för såväl neddrivning som stoppslagning alstrade vid de undersökta objekten stötvågor i pålarna med maximalt 50-110 kN kraft. Genomsnittsvärdena rörde sig kring 70-80 kN. Dämpningen av stötkraften i pålarna var 2-6% per meter vid slagning genom foderrör och 5-10% per meter vid slagning i åsmaterial. Dämpningen i åsmaterialet synes främst variera med jordens fasthet. Kraftförlusten i skarvarna tycks vara större vid slagning i luft, där glapprörelser lättare uppstår än vid slagning i åsmaterial. Skarvlängderna var här 1,5-1,7 m.

Vid slagning genom mäktiga fyllningslager kan en icke obetydlig del av pålarnas bärförmåga komma att härröra från mantelfriktion i fyllningsjorden. I ett fall i kv Bacchus med drygt 7 m fyllning bar pålen ca 30% av sin last på mantelytan i fyllningsjorden.

Att det överhuvud är möjligt att driva stålplastpålar så långt som 20 m in i åsmaterialet med en så liten slagmaskin som en Tep 40 måste tillskrivas den relativt höga slagfrekvensen, 19 sl/sek, och den korta längden på stötvågen, ca 7 m, vilket medför att mantelmotståndet blir mindre vid slagning än under statisk belastning. Pålen "ålar" sig ner i jorden likt en kålmask. Den lätta neddrivningsutrustningen har dock inte kapacitet för att driva stålplastpålarna förbi stenar med större bärförmåga än säg 100 kN, varför pållängderna synbarligen kan bli mycket varierande inom varje enskilt objekt.

Allt detta sammantaget leder fram till att man på korta pålar, som stoppat ytligt i åsmaterialet, löper risk för att med tiden ej kunna behålla tillräcklig bärförmåga. På längre pålar kan man, av provbelastningarna att döma, tillgodoräkna sig en mantelfriktion i åsmaterialet på minst ca 50 kPa, dvs 12,5 kN per pålmeter.

## 7.2 SW-pålar

Man kan konstatera att SW-pålars mantelbärförmåga blir liten i förhållande till spetsbärförmågan, om pålarna stoppslås på normerat sätt. För 9-14 m långa pålar i kv Pollux 1,2 bedöms mantelbärförmågan till 0,10-0,15 MN motsvarande en genomsnittlig mantelfriktion på 20-50 kPa i åsmaterialet. Dessa värden överensstämmer väl med de beräkningar utgående från pressometerresultat som redovisas i BFR-rapport R96:1979.

Några pålar var initieellt något krokiga eller sneda. Detta medförde ökande horisontalspänningar mellan påle och jord vid ökande belastning. Dessa pålar fick därmed en större andel mantelbärförmåga än en motsvarande rak påle. Provbekastningarna visar att pålarna stoppat mot stenar i åsmaterialet vilka "förstorar" spetsarean och ökar den teoretiska spetsbärförmågan avsevärt. Det innebär också att pålarnas spetsbärförmåga varierar med stenstorleken under spetsen. Konsekvensen av detta blir att pålarnas sjunkningshastighet vid drivningens slutskede är ett dåligt mått på pålarnas framtida sättningshindrande egenskaper. Sneda eller krokiga pålar med stort mantelmotstånd kan ge samma sjunkningshastighet vid slagning som en rak påle med stor spetsbärförmåga.



### 7.3 Pålbärighet vid framtida grundförstärkningsarbeten

Det är uppenbart att de stoppslagningskrav som f n tillämpas vid grundförstärkningsarbeten i Gamla Stan ej kan garantera en "för evigt" god grundläggning. Det är angeläget att fastighetsägare och beslutsfattare görs medvetna om detta, inte minst för att Gamla Stans bevarande förklarats som en riksangelägenhet.

I Gamla Stan sätter sig fyllningsjorden som ställvis har betydande mäktighet. Sättningen i fyllningsjorden ger upphov till påhängslast på pålar. Påhängslasten verkar på pålen när fyllningen sätter sig mer än pålen.

Vid en statisk provbelastning pressas pålen ned i jorden. Fyllningsjorden runt pålens mantelyta bromsar pålens nedträngning och ökar därigenom pålens momentana bärförmåga. Den statistiska provbelastningen ger således en summerad bärförmåga bestående av:

- mantelbärförmåga i fyllningsjorden
- mantelbärförmåga i underliggande jord
- spetsbärförmåga

När pålen verkar under en byggnad i det utfyllda området belastas den av:

- nyttig last från byggnaden
- eventuell påhängslast från omgivande fyllningsjord.

Dessa laster skall med lämplig säkerhetsmarginal bäras upp av pålen i jorden under fyllningen genom mantel- och spetsbärförmåga.

Påhängslast uppkommer

- i främst de övre jordlagren som följd av nedbrytning (förruttnelse av organisk substans) i fyllningsjorden
- genom sättning i befintliga ler-, gyttje- och dylager i och under fyllningsjorden till följd av ökad belastning orsakad av mänskliga åtgärder och landhöjning.

Härutöver kan sättning i friktionsjord (fyllning och åsjord) ske genom packning till följd av påslagning, nedpressning av pålar o dyl vibrationspåverkan på större djup under markytan.

Orsakerna till att påhängslaster uppstår beror således på jordens egenskaper och kan därför delvis elimineras. Packning beror på mänskliga åtgärder och kan begränsas genom restriktioner och samordnat byggande.

Valet mellan å ena sidan helt sättningsfri byggnad under alla rimliga förhållanden i all framtid och å andra sidan vad som uppfattas som tolerabel grundförstärkningskostnad leder i många fall till en kompromiss. Den grundförstärkningsteknik som då väljs blir inte alltid helt säker, långsiktigt sett. I bebyggelse som man har ambitioner att bevara långsiktigt, bör särskild vikt läggas vid att välja en grundförstärkningsteknik som ger önskad livslängd. Även om livslängdsuppskattningar är vanskliga och osäkra bör de ändå göras. Framför allt gäller det för husägare/beställare och långivare att göra klart för sig ungefär vilken livslängd som kan påräknas vid olika grundförstärkningsalternativ.

Sett i detta perspektiv inses att de allmänt hållna pålningsanvisningarna i Svensk Byggnorm med t ex krav på att den nyttiga ("tillåtna") lasten på en påle får vara högst  $2/5$  av uppmätt brottlast vid statisk provbelastning av påle ger ringa vägledning under förhållanden som i Gamla Stan, där påhängslaster av betydande storlek kan uppkomma. Det är därför viktigt att i varje grundförstärkningsprojekt analysera

- pålarnas sätt att överföra lasten till undergrunden
- om påhängslaster kan bedömas uppkomma
- hur närbelägen bebyggelse påverkas av grundförstärkning
- hur det egna huset påverkas av framtida grundförstärkningsarbeten i närheten.

Tills ett större erfarenhetsunderlag skapats måste den löpande produktionskontrollen förfinas. Provbelastningar måste utföras med större precision än som hittills varit brukligt i utförande och provningsutrustning. Seriemässig installation och provning av instrumenterade pålar skulle väsentligt öka tillförlitligheten till en överkomlig kostnad. Framför allt bör dock fler provbelastningar göras för val av tillåten pållast. Härvid måste också hänsyn tas till risken för framtida påhängslaster orsakade av negativ mantelfriktion/-kohesion.

Tills vidare rekommenderas att tillåten pållast utvärderas på basis av utförda provbelastningar enligt följande.

$$P^1_{\text{till}} = \frac{P_{\text{br}} - 2 \cdot P_{\text{neg}}}{1,2} \quad (1)$$

$$P^2_{\text{till}} = \frac{P_{\text{br}}}{2,5} \quad (2)$$

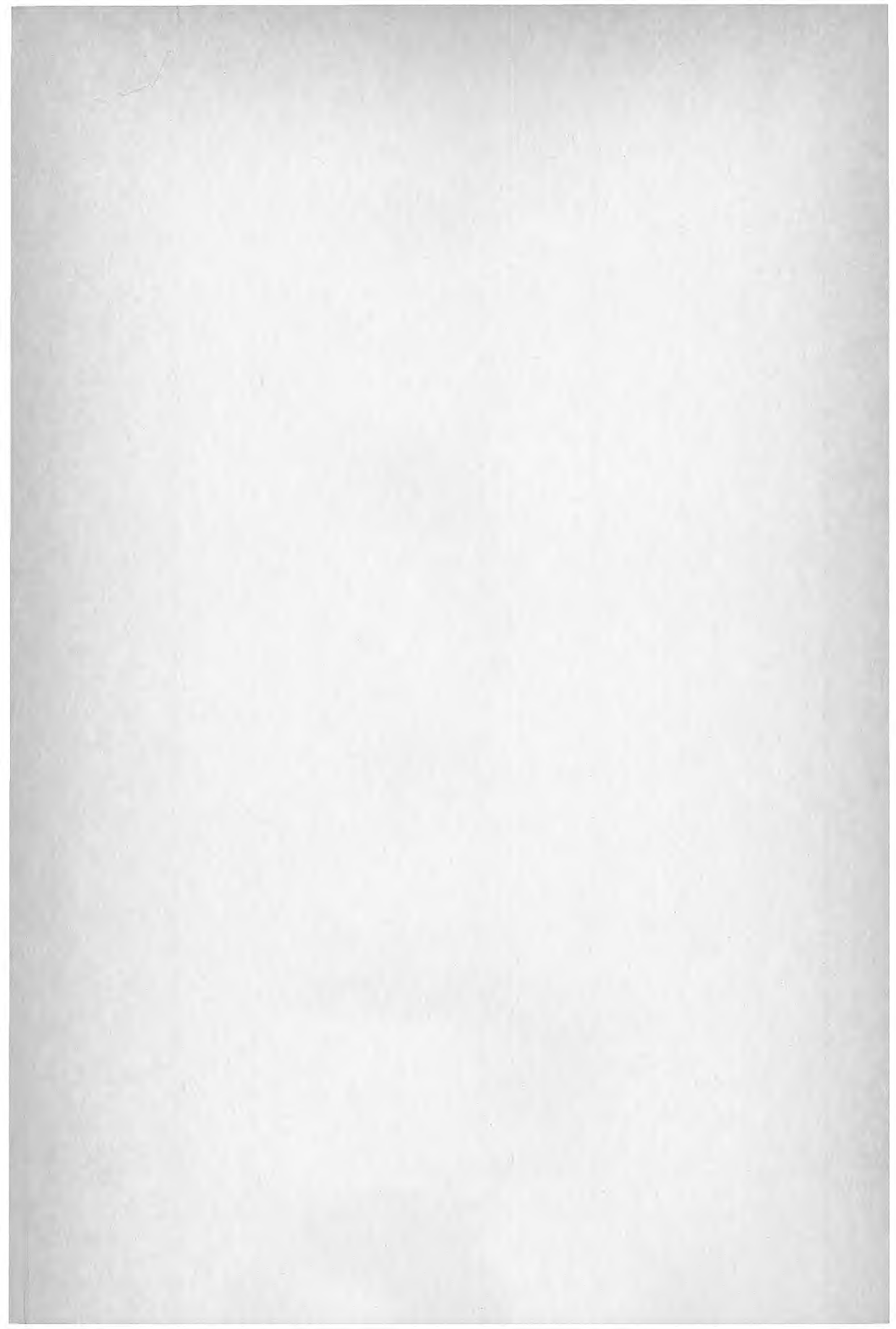
där  $P^n_{\text{till}}$  = Tillåten pållast  
 $P_{\text{br}}$  = Brottlast (kryplast) enligt provbelastning  
 $P_{\text{neg}}$  = Beräknad påhängslast genom negativ mantelfriktion/-kohesion

Tillåten last sätts till det lägsta av värdena  $P^1_{\text{till}}$  och  $P^2_{\text{till}}$ .

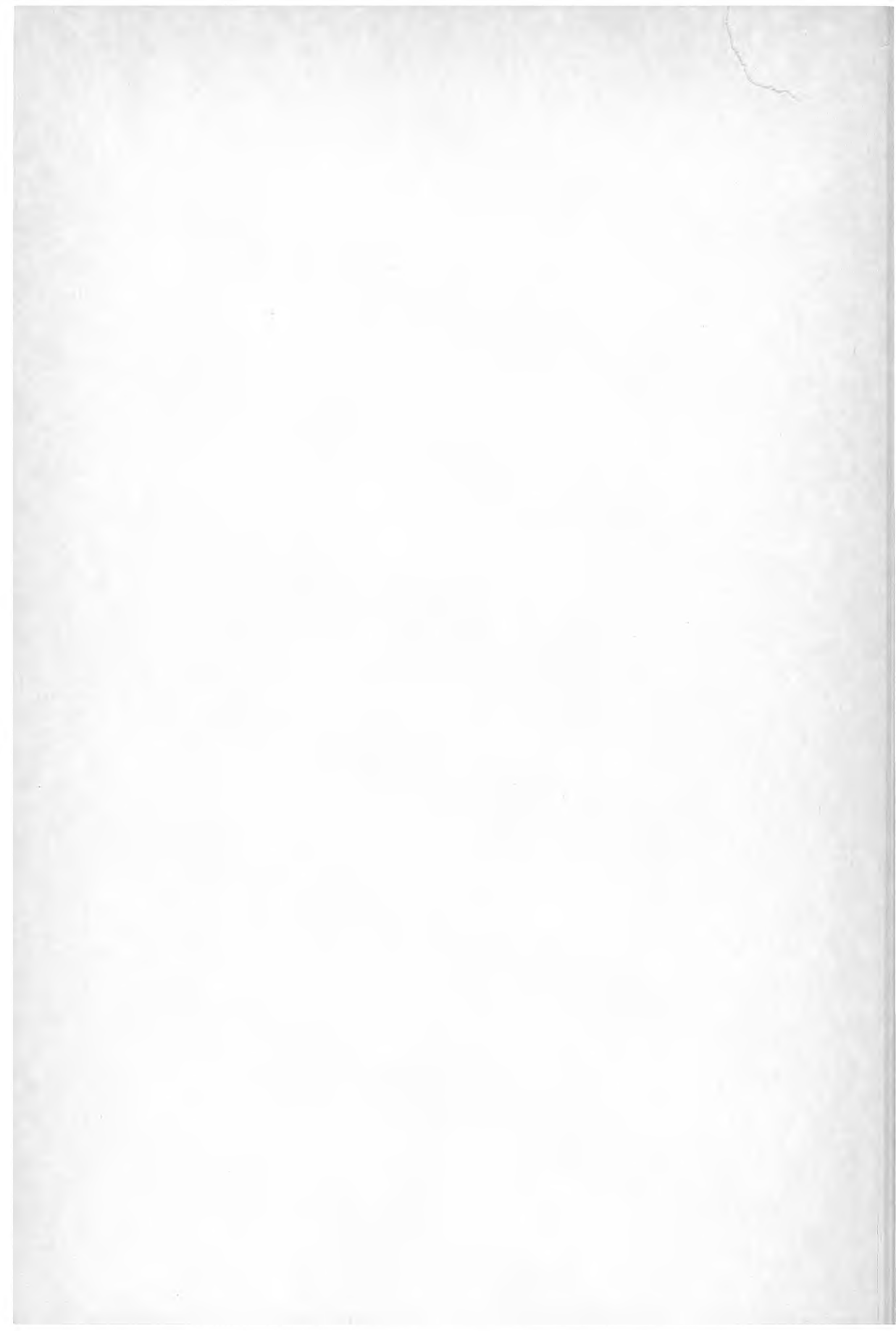
#### REFERENSER

- (1) Hagblom, O., Stjerngren, U.: Grundförstärkning med skarvade stålpålar i Gamla Stan, Stockholm. BFR-rapport R96:1979.
- (2) Eriksson, U., Hellman, L., Larsson, B., Lindskog, L.: Utvärdering av pålars bärförmåga ur statistisk provbelastning. Nordiska geoteknikermötet i Helsingfors 1979.









Denna rapport hänfär sig till forskningsanslag 740056-7  
från Statens råd för byggnadsforskning till Stockholms  
fastighetskontor.

R39: 1981

ISBN 91-540-3490-6

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6700339

**Abonnemangsgrupp:**  
Ingår ej i abonnemang

**Distribution:**  
Svensk Byggtjänst, Box 7853  
103 99 Stockholm

Cirka pris: 50 kr exkl moms