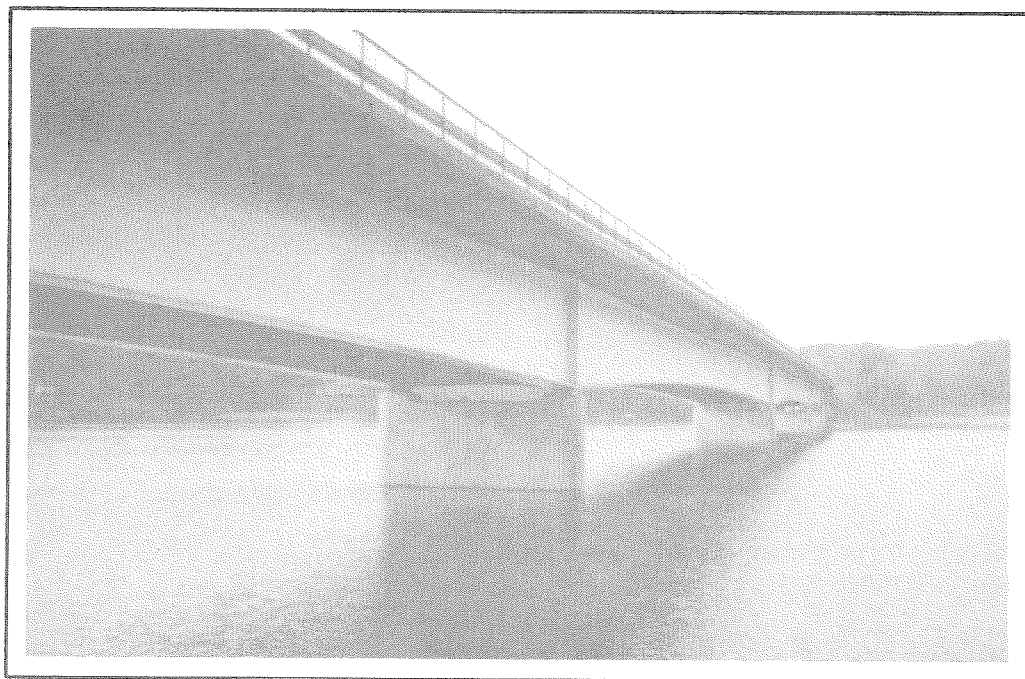


INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

Bro C339 över Ekolsundsviken
Grundläggning på stålrörpålar
Konstruktion och arbetsutförande



Håkan Bredenberg



rapport 87

Sammanfattning

För vägverkets bro C 339 över Ekolsundsviken mellan Stockholm och Enköping har hög grundläggning på betongfyllda stålrörpålar tillämpats. Bron är ca 511 m lång. Av totalt 6 mellanstöd har 5 grundlagts på rörpålar. Vid varje stöd har 8 rörpålar med diametern 711 mm installerats. Dimensionerande bärförmåga är 3600 kN. Pällängderna varierar mellan ca 15 till 56 m. Rapporten beskriver projektering, dimensionering och utförande av pålarna.

INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

rapport 87

**Bro C339 över Ekolsundsviken
Grundläggning på stålrörpålar**

Konstruktion och arbetsutförande

Håkan Bredenberg

Pris: 150:-

Linköping 1991

ISSN 0347-1047

ISRN IVA/PAL/R--91/87--SE

Förord

Grundläggningen av norra Ekolsundsbron för E18 har inneburit introduktion av en ny typ av pålar i samband med brogrundläggning. Istället för de betongpålar som traditionellt används vid pålgrundlagda brostöd har Ekolsundsbron grundlagts på grova (700 mm diam) stålrörpålar som efter drivningen försetts med betong och armering. Denna rapport har tagits fram i syfte att dokumentera pålningsarbetet. Bidrag till rapporten har lämnats av följande;

- Vägverket
- Konsortiet Ekolsundsbyggarna (Hallström & Nisses/H Eeg Henriksen A/S)
- Byggpaul Anläggning AB
- Brokonsult AB
- Vilkenas Pålteknik AB
- Bredenberg Geo AB

Rapporten hänför sig till anslag 1045 från SBUF. Vidare har IVA Pålkommission bistått med tryckning och distribution. Av alla de som på olika sätt bidragit med material till redogörelsen för pålningsarbetet och lämnat värdefulla bidrag till innehållet i rapporten kan nämnas;

- | | |
|--------------------|------------------------|
| - Bror Wuopio | Vägverket |
| - Per Löfving | -" |
| - Olle Liedstrand | -" |
| - Hans Frisk | -" |
| - Clas-Göran Rydén | -" |
| - Bo Jansson | Byggpaul Anläggning AB |
| - Göran Nilsson | -" |
| - Algis Vilkenas | Vilkenas Pålteknik AB |

Erfarenheterna från pålningsarbetets genomförande har varit mycket goda. De förväntningar på utförandets höga kvalitet som låg bakom valet av stålrörpålning infriades. Vi kan därför vänta oss fler projekt där stålrörpålar kommer att användas i framtiden. Rapporten beräknas bli använd som hjälpmedel vid planering av framtida stålrörpålningar.

Stockholm september 1991

Håkan Bredenberg

English Summary

For the new road bridge C 339 between Stockholm and Enköping over Lake Mälaren at Ekolsund, foundations on driven steel tube piles have been used. After driving to refusal the tubes were filled with reinforced concrete. The tube diameter was 711 mm and the thickness of the material 12.5 - 14.2 mm. The pile lengths varied from 15 to 56 m. All the piles had a rock shoe welded to the lower pile point. The piles were inclined 5:1. During driving the piles were filled with water. Before installing the reinforcement cage and casting the concrete in the pile tubes, they were pumped empty.

At each of the 5 bridge supports 8 piles were installed. A concrete cap was made at a water depth of 4 m. The method is referred to as "high foundation". The cap was casted inside a mobile sheet pile caisson. The combination of high foundation and driven steel tube piles is considered to result in a higher quality than conventional foundation of driven concrete piles and a concrete cap cast in water.

The piles were driven by means of a 5.5 ton drop hammer with 1.2 m maximum fall height. The design load was 3600 kN. By dynamic load test (PDA) the maximum bearing capacity 7200 kN was verified. This was done by a 6 ton drop hammer with a fall height of max 3.5 m.

The piles were standing free in water to a depth of about 12 m. The soil consisted of very soft mud and clay above sand, gravel and moraine. The moraine contained stones and boulders. Below these soil layers there was hard bedrock. Some piles were driven to contact with the rock surface. A special driving procedure for hammering the pile point into the bedrock was used at these occasions.

The behaviour of the piles during driving was very satisfying. The deviations of direction and location were very small. The straightness of the piles was checked by means of a new type of equipment designed specially for this. It was found that the theoretical pile axis was within 4 cm of the measured axis. This is a very small deviation. This observation has been supported by measurements made at other sites where steel tube piles have been driven.

The main contractors of the bridge construction were Hallström & Nisses AB and the Norwegian company Eeg Henrikssen AS. The piling contractor was Byggpaul Anläggning AB in Västerås. The bridge design was made by the consultant Brokonconsult AB. Design of piles and driving procedures was specified by Bredenberg Geo AB.

Innehåll

Förord

Engelsk summary

Bakgrund	7
Val av grundläggning	10
Konstruktionsutformning	13
Val av pålrör, godstjocklek	16
Val av drivningsutrustning	18
Bergskor och bergdubbar	20
Grundförhållanden, geotekniska förutsättningar	22
Stötvågmätning	27
Arbetsutförandet	29
Slagningsutrustning	31
Rakhetsmätning	33
Kvalitssäkringsprogram	35
BILAGA: Protokoll för kvalitetssäkring	37

Bro C 339 Ekolsund, norra bron

Pålgrundläggning

Bakgrund

Bron ingår i etapp 2 i utbyggnaden av E18 till motorväg mellan Enköping och Bålsta. Den aktuella bron ligger ca 350 m norr om en tidigare 1986 - 1988 utförd bro för samma motorväg över Ekolsundsviken i Mälaren. Brons västra landfäste är beläget i Enköpings kommun medan det östra ligger i Håbo kommun vid Ekolskrog. Tillfartbankarna är 4 - 9 m höga.

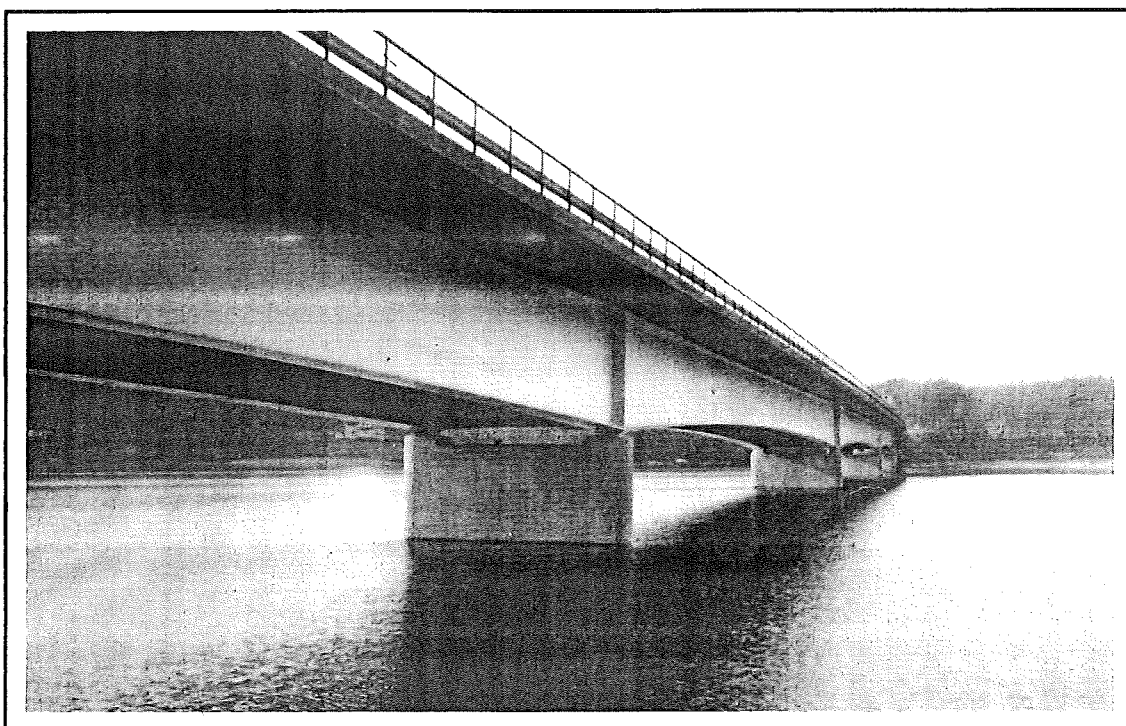


Fig 1. Bro C 339 över Ekolsundsviken.

Brobanan är 11.8 m bred och har en längd av 510 m. Överbyggnaden utgörs av en betongfarbana på två kontinuerliga huvudbalkar av stål i 7 spann. Ytterfälten har spännvidden 59 m. Övriga spännvidder 5x75 m. Mellanstöden utgörs av betongskivor. Alla mellanstöd utom ett har grundlagts på pålar. Landfästena och det ej pålgrundlagda mellanstödet är grundlagt på berg.

Beställare är Vägverkets Östra bygnadsdistrikt. Entreprenör är konsortiet Ekolsundsbyggarna som bildats av Hallström & Nisses Anläggnings AB och det norska företaget H Eeg Henriksen A/S. Underentreprenör för pålningen har varit Bygg-Paul Anläggning AB i Västerås. Arbetet påbörjades i april 1990. Avtalat datum för slutbesiktning är 1992-07-15.

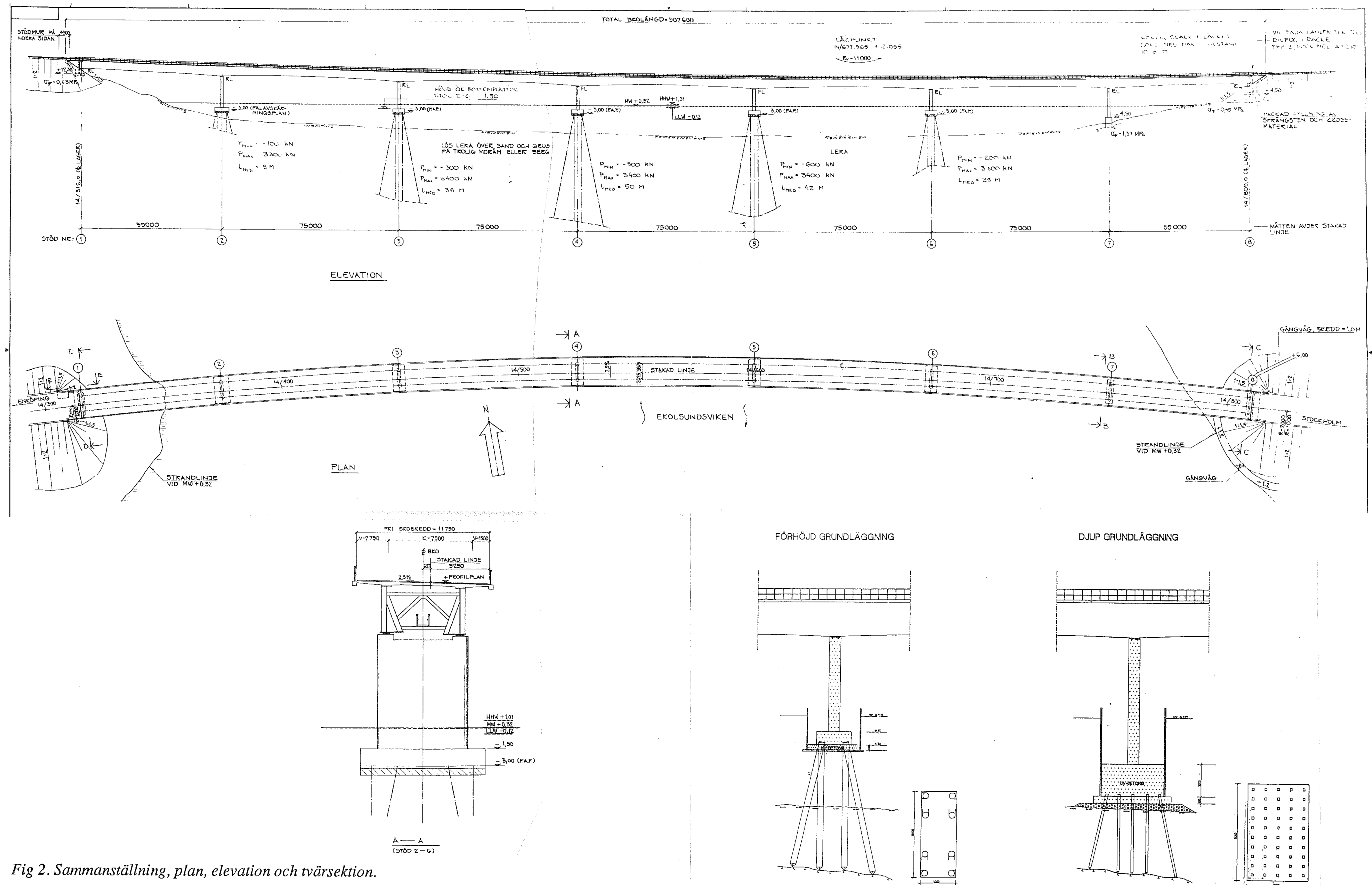


Fig 2. Sammanställning, plan, elevation och tvärsektion.

Val av grundläggning

Programhandlingarna som utsändes senare delen av 1989 förutsatte en bro grundlagd på betongpålar, i likhet med den tidigare utförda södra bron. Konsortiet lämnade tillsammans med programförslaget ett sidoförslag som innebar grundläggning på slagna betongpålar och pålplintar placerade på ca 4 m vattendjup, s k hög grundläggning, istället för, såsom angavs i programförslaget, på sjöbotten på ca 12 m djup, . Beställaren antog dock konsortiet såsom entreprenör att utföra programförslaget.

Senare inkom konsortiet med ett alternativt förslag som innebar hög grundläggning på stålörpår. Efter jämförelse och utvärdering valde beställaren att köpa förslaget med stålörpår och förhöjd grundläggning. Kostnadsmässigt var detta förslag likvärdigt med programförslaget, men mot bakgrund av erfarenheter från pålnings- och grundläggningarbetena för den södra bron bedömdes konsortiets nya alternativförslag såsom bättre ur såväl kostnads- som kvalitetssynpunkt.

Programförslag

Grundförhållandena behandlas mer i detalj nedan, men det kan redan här nämnas att jorden under sjöbotten utgörs av mycket lös lera, delvis med stort innehåll av organiskt material, vilket sätter ned hållfastheten. Den odränerade skjuvhållfastheten i ytlagen är praktiskt taget noll.

Vid konventionell pålgrundläggning av mellanstöd i vatten för broar slås betongpålar från flytetyg varefter man inom en spont gjuter en tätkaka i vatten. Gjutningen har dels till uppgift att täta det inspontade utrymmet vid länsningen, dels genom sin egentygnd motverka i samband med länsningen uppkommande uppåtriktat vattentryck mot betongplattans underyta. Sedan utrymmet inom spanten pumpats läns utförs den torrhetsgjutna pålplinten. Därefter formsätts och gjuts i torrhet pelare eller skiva som skall bära överbyggnaden.

Detta förfarande har emellertid ett flertal nackdelar, särskilt i samband med den typ av grundförhållanden som råder i de aktuella brolägena. Bland de problem som ofta uppstår kan nämnas följande;

- beroende på att de övre jordlagren är mycket lösa får betongpålarna vid slagningen dålig sidostyrning vilket medför att styrrör måste användas. När en pålpets under drivningen träffar sten, block eller lutande berg, förhållanden som är aktuella i Ekolsundet, tenderar pålen att förflyttas i sidled vilket kan ge upphov till så stora påkänningar i området kring styrröränden att pålen böjs av. Möjligheterna att upptäcka och kontrollera vilka skador en påle får under sådana förhållanden är mycket begränsade, i de fall en total kollaps inte uppkommer.

- vid slagning av betongpålar i lös jord eller där långvarig slagning krävs, finns risk att sprickor av ej godtagbar vidd uppkommer i pålarna. Sprickorna orsakas av dragreflexer från

hejarslag. Där pålarna är omgivna av vatten har det visat sig att sprickbildningen kan bli omfattande. Detta har ansetts bero på att vatten i samband med slagningen under högt tryck pressas in och ut ur sprickorna. Fenomenet benämns vattensprängning och har kunnat iakttagas vid olika pålgrundläggningsobjekt med de slagningsförhållanden som gällt vid Ekolsundsbroarna.

- beroende på det relativt stora vattendjupet, den lösa sjöbotten och pålarnas tendens att vandra i sidled under senare delen av drivningen uppkommer mycket stora problem med att placera pålarna med godtagbar tolerans i sina lägen. Detta innebär därför att extra pålar ofta måste slås vilket leder till förseningar och kostnadsökningar.

- tätkakan gjuts på lös botten på relativt stort vattendjup (10 - 12 m) vilket är ett arbete som är svårt att utföra och kontrollera. Problemen ökar beroende på slam av det slag som alltid uppkommer vid arbeten inom spont i vatten i samband med pålning och schaktning och som inte med rimligt stora ansträngningar kan avlägsnas helt.

- exempelvis kan vid undervattensgjutningen detta slam pressas ut mot spontväggarna eller ackumuleras på annat ställe under den undervattensgjutna betongen så att tätkakan på vissa ställen blir avsevärt tunnare än vad som avsetts. Gjutningen kan få formen av en upp-och-nedvänd limpa. Innan det började föreskrivas att pålavskärningsplanet skulle ligga över tätkakan, kom genom denna "limp-effekt" i vissa fall pålskallar att hamna i kvarvarande slam utan ingjutning. Att noggrant kontrollera beskaffenheten av en sådan tätkaka gjuten i vatten kräver en mycket kostsam och tidsödande insats.

- vid efterföljande länsning kan vattengenombrott uppkomma inom delar av undervattensgjutningen som fått liten tjocklek eller dålig kvalitet. I samband med denna typ av problem kan pålar bli stående fritt beroende på urspolning av jord i samband med läckage. Att spåra sådana kaviteter är givetvis svårt även om man med olika insatser lyckas minska vatteninflödet till en hanterbar nivå.

Sammantaget innebär dessa nackdelar med en konventionell pålgrundläggning av brostöd att utförandet jämfört med förutsättningarna i olika utsträckning kan bli

- *dyrare*
- *försenat*
- *svårkontrollerat*
- *kvalitetsförsämrat*

Självfallet är ingen av dessa konsekvenser önskvärd för vare sig beställare eller entreprenör. Det var därför motiverat att acceptera det alternativa förslag som konsortiet offererade och som beskrivs närmare nedan.

Hög grundläggning på stålörpalar

Förslaget att utföra förhöjd grundläggning på stålörpalar innebar att ett 60-tal betongpalar

i varje mellanstöd ersattes av 8 stålörpårar och att påplinten istället för att gutas på sjöbotten utfördes inom tät form på ca 4 m vattendjup. Stålrörens diameter var ca 711 mm. Rören slogs vattenfyllda. Alla pålar var försedda med påsvetsad bergsko.

Det bör nämnas att uttrycket "stålörpårar" i viss mening är missvisande såtillvida att stålrören fylldes med betong och armering efter neddrivning och stoppslagning. Stålrören medräknades ej som bärande. Bron kan ur denna synpunkt anses grundlagd på platsgjutna betongpårar där det slagna stålröret endast utgjort en form.

Efter neddrivning av pålarna till bärkraftig morän eller berg och stoppslagning kapades pålarna ca 1 m över medelvattenytan. En form med botten av ett balkraster och sidor av stålspont hängdes därefter upp på påltopparna. En formbotten monterades och en tätkaka gjöts i vatten. Då betongen uppnått erforderlig hållfasthet skedde länsning inom spontlådan. Pålrören kapades, länsades och försågs med armering. Därefter utfördes gjutning i rören i torrhet.

Efter det att alla pålar färdigställts på detta sätt armerades bottenplattan och gjöts pålarna in i denna. Plintarnas överkant ligger på ca 1.5 m djup under medelvattenytan. På påplinten uppfördes sedan den betongskiva som utgör mellanstöd och som är synlig över vattenytan.

Med förfarandet stålörpårar i kombination med förhöjd grundläggning uppnåddes ett flertal fördelar;

- *pålantalet minskades*
- *pålar i form av grova stålrör är avsevärt mer slagtåliga än betongpårar vilket utgör en stor fördel vid aktuella dokumenterat svåra slagningsförhållanden.*
- *varje påle kunde inspekteras och rakhetsmätas.*
- *armering och betong i pålarna installerades efter slagningen, dvs materialet i pålarna var opåverkat av de påkänningar slagningen annars skulle ha medfört, exempelvis spänningar och sprickor orsakade av utmattning och tvångsdeformationer. En högre kvalitet och längre livslängd har därmed uppnåtts.*
- *schaktning i den lösa leran undveks vilket medförde att gjutningen av tätkakan skedde opåverkad av slam. Någon kontroll av betong beroende på farhågor för inverkan av slamlager erfordrades således ej.*

Beställarens beslut att välja grundläggning på grova stålörpårar och högt placerade påplintar kan således sammanfattningsvis sägas återspegla en önskan att upphandla en grundläggningslösning som innebar mer kontrollerbar, säkerställd utförandekvalitet än vad som här erfarenhetsmässigt kunde beräknas bli fallet med traditionell betongpålegrundläggning. Upphandlingsmässigt gällde att entreprenörens alternativförslag skulle genomföras utan ökning av anbudssumman.

Konstruktionsutformning

Konsortiets konstruktör var Brokonsult AB, Stockholm. Förberedande beräkningar visade att det var lämpligt att utföra grundläggningen med 8 pålar i varje stöd. Motsvarande dimensionerande lasteffekt enligt "grundläggningskombinationen" i Bronorm 88 var 3600 kN för varje påle. Denna last gäller för grundläggning och har ungefär samma storlek som erhöles med tidigare gällande "vanligt lastfall".

Vid dimensionering enligt Bronorm 88 av pelare, plintar eller annan konstruktion som inte anses utgöra pålar, blir dimensionerande last istället 4800 kN.

Det beslöts att stålrören skulle anses bortrostade vad gällde den permanenta bärande funktionen. De slagna rören kom alltså ur denna synpunkt endast att utgöra en form. Såsom bärande räknades i rören placerad armering och betong. Detta fick till följd att drivningen av pålarna skedde med förutsättningen att pållasten skulle vara 3600 kN medan betongtvärsnittet dimensionerades för 4800 kN. Även den bergsko som monterades vid pålspetsen antogs belastad av denna större kraft.

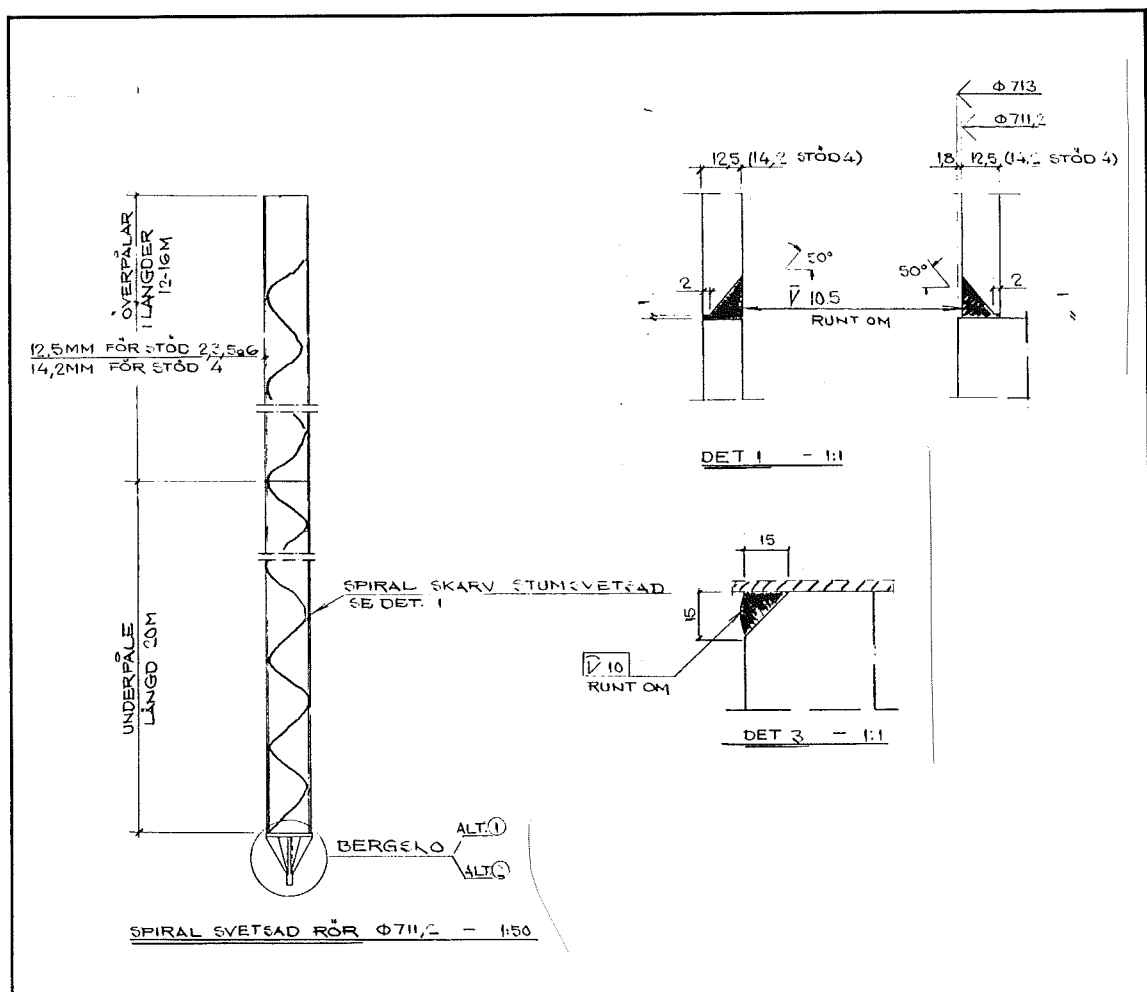


Fig 3. Stålrör.

Dispens erhöjls från bestämmelsernas föreskrift att en godtyckligt placerad påle skulle kunna slås av eller på annat sätt upphöra fungera utan kollaps hos överbyggnaden. Detta motiverades av de lokala förhållandena samt den betydande reservkapacitet stålöröen utgör.

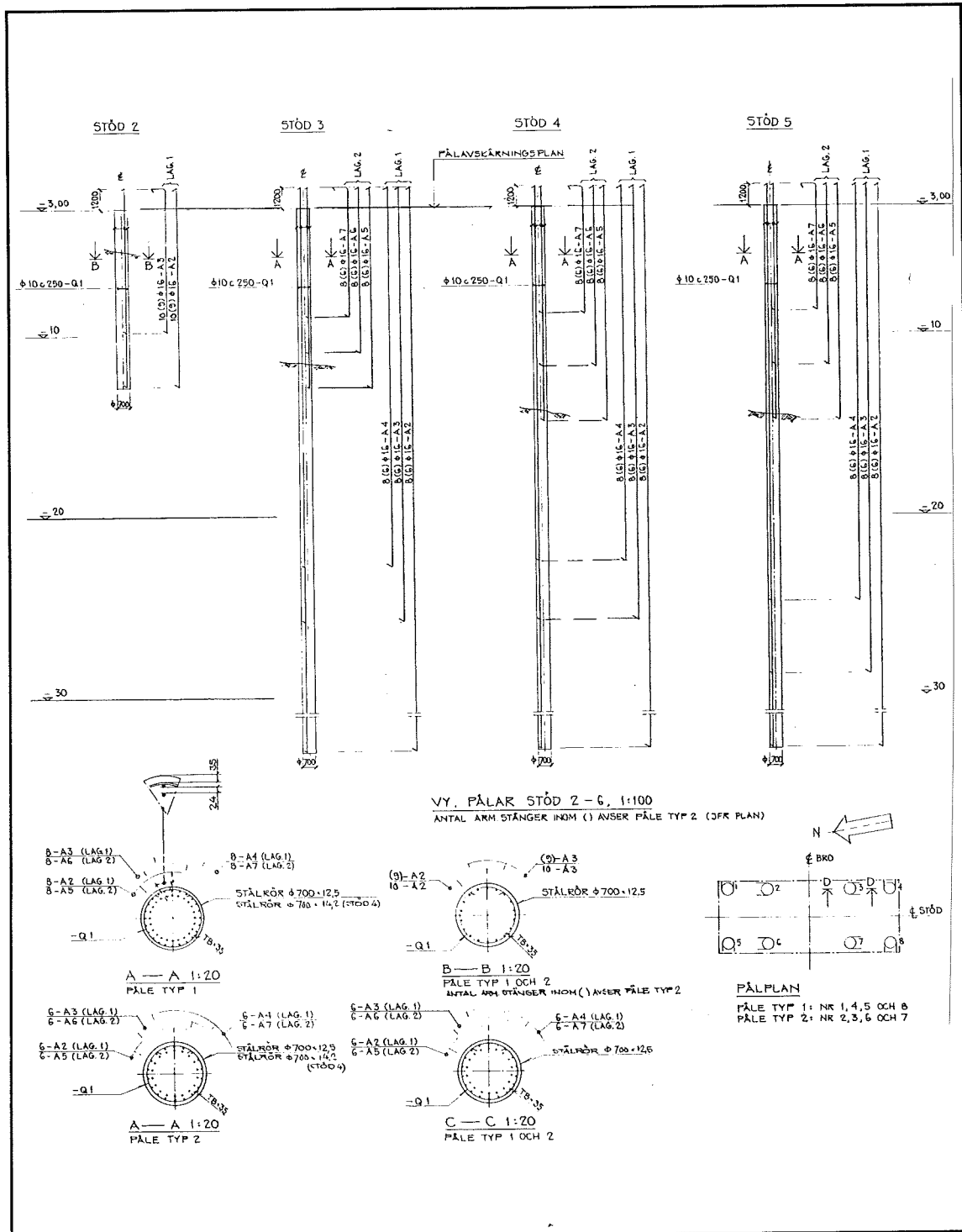


Fig 4. Betong och armering.

Statisk funktion

En utvärdering av pålarnas (pelarnas) elastiska inspänningsförhållanden i jordmaterialet under sjöbotten utfördes av Bredenberg Geo AB. Analysen avsåg även godtagbara dragkrafter som kunde påräknas, både med avseende på belastningsfall som uppträdde under byggnadstiden vid länsning och sådana som beräknades uppkomma efter färdigställandet.

Pålgrupperna antogs vid den statiska analysen av systemet fungera som rymdramar med elastiska egenskaper motsvarande antagna inspänningsförhållanden och säkerhetsfaktorer enligt vad som redovisats av Bredenberg Geo AB. Dimensioneringen av pålarnas betongtvärsnitt skedde enligt betongbestämmelser BBK-79 för snittkrafter enligt lastkombination IV och V:B i bronormerna. Momentförstoringar svarande mot inspänningsförhållandena enligt ovan förutsattes därvid. Beräkningarna följde Bronorm 88 och Brobrev 2.

Förutsatta toleranser antogs relativt snäva. Tidigare erfarenheter från drivning av grova stålörpår har nämligen visat att avvikelser i förutsatt pålplacering och raket kunde beräknas bli av liten storlek. Detta antagande verifierades vid pålningens utförande även i detta fall.

Pållutningen valdes till 5:1 för de flesta pålarna. Det kan nämnas att det ur praktisk synpunkt avseende utförandet av pålningsarbetet är betydligt lättare att slå denna typ av pålar i lutning 5:1 än 4:1 eller 3.5:1 som brukar vara standard vid slagning av lutande betongpårar.

Val av pålrör, godstjocklek

Sedan påldiameter och dimensionerande lasteffekt fastställts måste typ, materialkvalitet samt godstjocklek för plåtrören fastställas. För rör av aktuell dimension, dvs ca 700 mm, finns i första hand spiralsvetsade rör tillgängliga. Sådana brukar kunna levereras i kvalitetsklass 2174 eller 2134, motsvarande ett karakteristiskt värde på den undre sträckgränsen lika med 300-350 MPa. Godstjockleken är då ca 10-25 mm.

Vid val av godstjocklek finns ett flertal faktorer att beakta ;

- rören skall tåla verifiering av dimensionerande pållast i form av stoppslagning så att minst dubbla dimensionerande lasten kan påvisas uppnådd. Detta motsvarar alltså 2-faldig totalsäkerhetsfaktor. En viss del av kraften vid slagningen åtgår för att övervinna hastighetsberoende motståndskomponenter som endast existerar under drivningen. Detta innebär att de krafter pålar utsätts för vid slagningen kan bli större än 2 ggr dimensionerande last.
- rören skall kunna transporteras, lyftas och även i övrigt kunna hanteras utan att kavstående skadliga deformationer uppkommer.
- godstjockleken skall medge godtagbart utförande av svetsade skarvar.
- vald godstjocklek skall finnas tillgänglig för leverans inom förutsatt tidplan.
- förhållandet mellan diameter och godstjocklek bör för arbeten från flytetyg medge att rören kan transporteras flytande. Godset får således inte vara så tungt att vid ändarna tätade rör sjunker.
- minskad plåttjocklek medför lägre stålvtikt och därmed lägre kostnad och enklare hantering.
- vald godstjocklek skall harmoniera med den valda drivningsutrustningen. Ett tjockare gods ger mer stum respons än ett tunnväggigt rör. Erforderligt antal slag ökar därför med minskande godstjocklek, vilket har betydelse med hänsyn till utmattningsdimensionering och påfrestningar på drivningsutrustningen.
- röret skall vara så kraftigt att uppkommande krökning vid neddrivningen eller vid gjutningen av betongen inte blir för stor. Särskilt vid lutande rörpålar med stort tvärsnitt kan krökningen vid betonggjutning bli betydande om pålarna står fritt eller i mycket lös jord.
- godstjockleken skall vara tillräcklig för de oförutsedda böj- och vridspänningar som uppkommer då pålröret träffar på hinder under drivningen, exempelvis sten, block eller lutande bergyta.

Efter beaktande av dessa faktorer valdes i detta fall pålrör i kvalitet St 52-3 med ytterdiametern 711.2 mm och godstjockleken 12.5 mm. För de pålar där hårdare drivning

förutsågs var dock godstjockleken 14.2 mm. Arean för rören med det tunnare godset var 274.4 cm². Vid slagning så att kraften 2x3600 = 7200 kN uppkom blev alltså medeltryckspänningen i röret

$$72000/274.4 = 262 \text{ MPa}$$

vilket jämfört med det karakteristiska värdet för den undre sträckgränsen 310 MPa ger kvoten

$$310/262 = 1.18$$

Detta ansågs godtagbart med tanke på att det rör sig om mycket kortvarig belastningar (några hundra delar av en sekund vid varje slag).

Det kan nämnas att under arbetet inget framkommit som givit anledning till uppfattningen att godstjockleken varit för liten. Pålpersonalens uppfattning var dock att rören med den grövre tjockleken var lättare att arbeta med. Som närmare behandlas nedan visar teoretiska beräkningar avseende slagningsförhållandena att större kraft och ökad nedträngning per slag vid i övrigt lika förhållanden erhålls med ökande godstjocklek. Vid grundläggningsarbeten för Banverkets bro över Igelstaviken i Södertälje, där grova stålörpår slagits genom åsmaterial, har gynnsam slagningsrespons med 22 mm godstjocklek och 812 mm rördiameter redovisats.

Lägsta godtagbara godstjocklekar vid olika pållängder och -diametrar vid slagning av stålörpår från flytetyg finns redovisade i litteratur som behandlar off shore pålning. Man kan därvid konstatera att den för Ekolsundsbrons pålar valda minsta tjockleken 12.5 mm återfinns inom undre delen av det intervall som rekommenderas vid aktuella förutsättningar. Som övre gräns anges ca 25 mm.

Det kan nämnas att godstjockleken vid större projekt har stor inverkan på kostnaden för pålningsarbetet. I detta projekt motsvarade en skillnad i rörtjocklek 12.5 mm jämfört med 14.2 mm en total stålviktskillnad lika med ca 45 ton.

Val av drivningsutrustning

Även vid valet av drivningsutrustning, dvs pålningsaggregat med vidhängande slagverk, måste ett flertal faktorer beaktas. De utrustningar för slagning av pålar som normalt används i vårt land utgörs av pålningsaggregat avpassade för drivning med 3 - 5 ton fallhejare av betongpålar.

För slagning av grova stålrör rekommenderas i allmänhet tyngre hejare. I litteratur och handböcker finner man att för slagning av stålrör med den diameter och dimensionerande bärförmåga som var aktuell i Ekolsund förordas minst 8 ton, helst 10 ton, tung hejare använd. Vid den ovannämnda Igelstabron har man använt upp till 16 ton fallhejare.

Denna typ av rekommendationer brukar även uttryckas som en viss minsta energi per slag som skall uppnås. Beroende på typ av hejare brukar antagas att mellan 25 och 75 % av den nominella tillgängliga energin (hejartyngden * fallhöjden) överförs till pålen. I det aktuella fallet hade på planeringsstadiet förordats att den till pålröret överförda energin borde vara 85 kNm/slag med en 8 - 10 ton hejare. Vidare antogs att den effektivitet som kunde uppnås maximalt skulle uppgå till ca 70 %, vilket skulle innebära en fallhöjd lika med 1.2 - 1.5 m. Detta förslag har uppgetts återspegla norsk praxis för drivning av grova stålrörpålar.

Analys av slagningsförloppet med hjälp av stötvågsteori utfördes av Bredenberg Geo AB och med simuleringsprogrammet WEAP. Beräkningarna visade att om än relativt låg, så i alla fall acceptabel drivningskapacitet kunde beräknas uppnås med en 5 tons fallhejare med för svenska förhållanden konventionell typ av drivningsutrustning samt att verifiering av bärförmågan kunde ske med 6 tons fallhejare och fallhöjden 2.5 - 4 m. Detta var givetvis fördelaktigt såtillvida att sådan utrustning som är vanligt förekommande i landet kunde användas.

Pålningsentreprenören Byggpaul Anläggning AB valde med ledning av utförda beräkningar och erfarenhetsvärden att utföra pålningen med dessa sistnämnda typer av hejare. En tyngre utrustning med en 8-ton hejare hölls i beredskap, men all drivning genomfördes utan större problem med 5.5-tons hejaren. Den största fallhöjd som kunde uppnås var 1.2 m. Inte ens vid drivning av så långa pålar som 56 m bedömdes den minskning i kapacitet som så stor pållängd medförde motivera ett byte till tyngre hejare.

Det bör framhållas att även om värdet på den energi som levereras per slag i vissa avseenden utgör ett mått på drivningsförmågan, finns både ur teoretisk och praktisk synpunkt flera andra faktorer som också har stor betydelse för en hejares lämplighet att driva en påle. I allmänhet är det dock fördelaktigt att använda en så tung hejare som möjligt. Utländska bedömare har påpekat att drivning av grova stålrör under aktuella förhållanden ofta utförs med hejare av den typ som ges en accelererad anslagshastighet, exempelvis av typ IHC (Hydrohammer).

Det kan nämnas att den energi som den använda utrustningen vid en antagen effektivitet lika med 70% utgjorde

$$0.70 \times 1.2 \times 5.5 \times 9.815 = 45 \text{ kNm/slag}$$

vilket var i stort sett hälften av preliminärt föreslaget värde 85 kNm/slag. Vid stötvågs-mätningen som utfördes vid drivningen med 5.5-tons hejaren uppmättes effektivitetsvärdena 50% - 60%. Dessa värden motsvarar anslagsenergin ca 30 - 40 kNm per slag.

Sammanfattningsvis kan nämnas att drivningsutrustningen som valdes utgjorde en för våra förhållanden konventionell, allmänt tillgänglig påldrivningsutrustning. Detta är givetvis i de flesta fall en stor fördel. Man kan emellertid förutse att tyngre hejare, storleksordning 8 - 15 ton i framtiden kommer att användas för drivning av grova stålörpår, i varje fall där hög drivningskapacitet eftersträvas. Många gånger torde också den snabbare drivning som kan erhållas med utomlands förekommande hejare speciellt utformade för drivning av grova stålörpår komma att utnyttjas.

Bergskor och bergdubbar

Vid pålspetsen monterades på dessa pålar en bergsko. Utomlands slås ofta stålörpårar öppna utan någon särskild spetsförstärkning, men i detta fall förutsattes att pålarna skulle slås tills spetsen nådde bärkraftig morän eller berg, vilket motiverade en spetsförstärkning.

Den aktuella bergskon planerades utförd på det sätt som utomlands är en standardlösning för bergskor på stålörpårar. Skon består överst av en cirkulär stålplatta som svetsas till röret. På plattan fästs en ca 700 mm lång bergdubb i form av ett massivt eller hålförsett stålämne. Ämnet styvas upp med triangulära avstyvningsplåtar som svetsas till dubben och plattan. För att bergdubben skall få fäste på bergytan och för att underlätta inmejsling i berg hårdas dubben eller förses den med en egg i form av en påläggsvets.

Genom att välja en bergdubb med ett hål kan en bergdubb ges fäste även på sidolutande berg och då jordlagren närmast berget är lösa så att sidostödet blir dåligt, dvs pålspetsen tenderar vid slagningen att vandra i sidled. I sådana fall slås pålen först ned till kontakt med bergytan, varefter den betong som fyller dubbhålet borrar ur och borrarngen fortsätts ned i berget. Borrningsarbetet kräver en topphammarutrustning som placeras över pålens överände. Genom dubbhålet nedförs sedan en stålstång till botten av borrhålet i berget, varefter försiktig slagning av pålen utförs så att pålens bergdubb får godtagbar nedträngning. Detta brukar anses motsvara en inträngning minst lika med dubbens diameter.

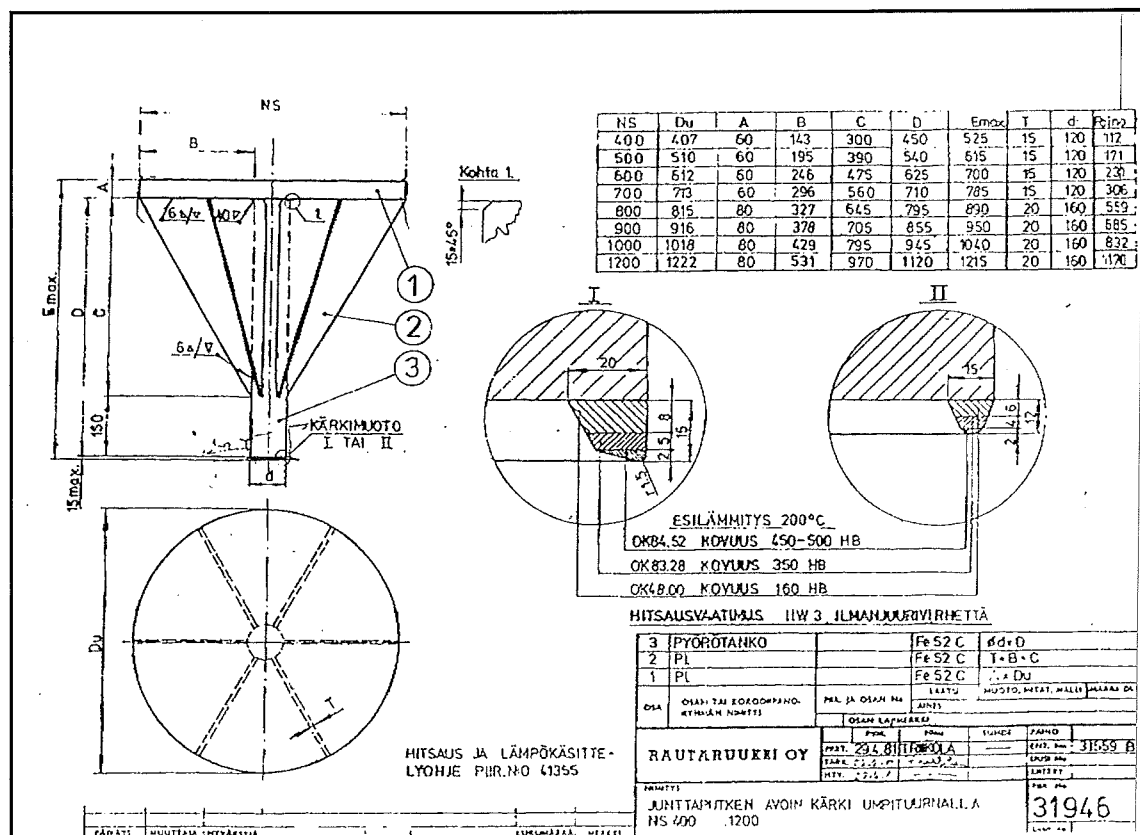


Fig 5. Bergsko för stålörpårar, typritning (Rautaruukki).

Detta tillvägagångssätt syftar således till att uppnå tillräcklig sidostyrning för pålen. Erfarenheten visar dock att det är mycket sällsynt att sådan borrning och dubbning behövs. Istället tillämpas försiktig inmejsling av pålens bergspets då den når berg, ett förfarande som normalt visat sig vara tillfyllest. För extrema förhållanden, exempelvis berg av hållkaraktär och överliggande lös lera i direkt kontakt med bergytan kan dock metoden med förankringsborrning vara ändamålsenlig.

Spetskraftfördelning

Vid beräkning av de spänningar som uppträder i en sådan bergskokonstruktion ligger det nära till hands att anta att hela den kraft som belastar pålskallen också belastar bergdubben i andra änden av pålen. Emellertid är detta i de flesta fall en alltför grov förenkling som leder till orealistiska beräkningsresultet. Vid pålspetsen upptas nämligen normalt minst ca 25 - 50 % av spetskraften mot bottenplattan som dubben är fäst i.

Detta beror på att det jordmaterial som finns omedelbart under plattan komprimeras mycket kraftigt som en följd av slagningen. Vidare upptas normalt en del av pålkraften som mantelfriktion eller -kohesion. Därtill kommer att stötkraften vid slagningen till stor del reflekteras uppåt över dubbens nivå, beroende på den tröghetskraft motsvarande bottenplattans massa som uppkommer då plattan accelereras och att dubbens area är betydligt mindre än rörets och plattans areor. Vidare minskar man fallhöjden då dubben når förmodad bergnivå för att skapa gynnsamma villkor för inmejslingens första fas.

Sammantaget innebär detta att den kraft vilken bergdubben utsätts för sällan är lika stor som kraften mot pålskallen, varken vid drivning, verifiering av bärförmågan vid stoppslagningen eller vid brukstillståndet. Med tanke på att det inte för varje påle är möjligt att direkt kontrollera hur stor reduktionen i verkligheten blir, kan det dock som extra säkerhetsmått vara motiverat att anta att hela kraften mot pålöverändan också belastar bergdubben.

Antagen fördelning

I det aktuella fallet dimensionerades bergskor och dubbar för den totala pålkraften, vilket medförde ett modifierat utförande i jämförelse med tidigare utländsk praxis. En förklaring till detta är bl a att denna typ av pålar, med något enstaka undantag, inte tidigare har använts för brogrundläggning i vårt land, ett förhållande som motiverade särskild försiktighet.

En annan orsak till att speciellt höga krav ställdes på bergskor och -dubbar var att dessa utgjorde en del av den permanenta konstruktionen, till skillnad från plåtröret vilket ur bärförmågesynpunkt antogs vara helt borttrostat, såsom nämnts ovan.

Grundförhållanden, geotekniska förutsättningar

I broläget är Ekolsundsviken ca 440 m bred. Mälarens medelvattenstånd ligger på nivå +0.32 och varierar relativt måttligt beroende på att vattenståndet regleras av slussanläggningarna i Stockholm och Södertälje. Vattendjupet i broläget uppgår till maximalt 12 m.

Statens Geotekniska Institut (SGI) och Vägverket utförde under 1988-89 en geoteknisk fältundersökning i broläget. Undersökningen omfattade stick-, vikt-, motorslag-, hejar-, och jordbergsondering. Vidare upptogs störda jordprover med skruv- och gruskannborr. Östörda jordprov togs med standardkolvborr. De upptagna jordproven undersöktes på geotekniskt laboratorium.

Vid det västra landfästet ligger berget ytligt eller i dagen. Detta är även fallet vid det östra landfästet. Berget är där tämligen sprickrikt.

FÖRKLARINGAR

BETECKNINGAR

000
 +10.00 Sondering
 +5.00 Punkt nr 000
 Marknivå +10.00
 Borrstoppsnivå +5.00

000
 +10.00 Jordbergsondering
 B 5.00 Punkt nr 000
 Marknivå +10.00
 5.00 m till bedömd bergnivå

Övriga beteckningar för den geotekniska redovisningen framgår av bifogade beteckningsblad (SGF Blad 1-4).

METODER

Viktsönderingen är utförd enligt SGF:s rekommenderade standard med bandvagn typ Borro och Geotech. Som regel har viktsönderingarna avslutats med slagsöndering med slagbormaskin typ Wacker.

Hejarsonderingen är utförd enligt SGF:s rekommenderade standard (metod A) med bandvagn typ Geotech.

Jordbergsonderingen är utförd med ROC 601.

REV.	REVIDERINGEN AVSER	DAT.	SIGN.
 STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT 581 01 LINKÖPING 1 TEL 013-11 51 00			
FÄLTARB.	RIKTARB.	HANDLAGEN	
		R. TRÄNK	
LINKÖPING	1989-04-24	SKALA L=1:500 H=1:200	UPPDRAG 2-224/87
	Roland Tränk	RITN. NR B 10.17.70	RLV.

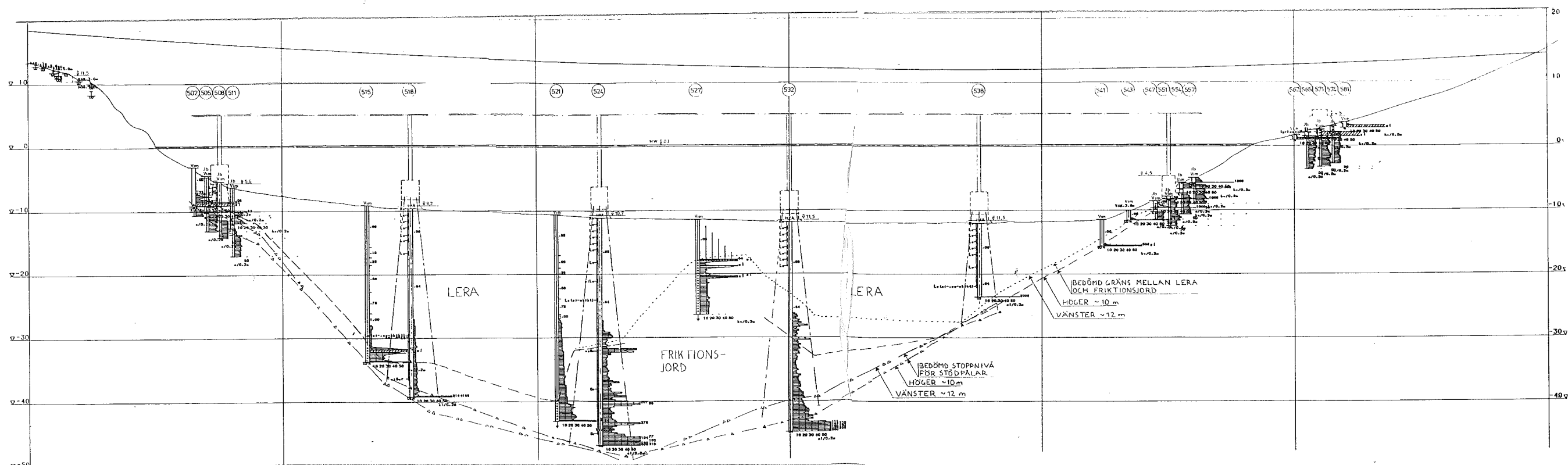


Fig 6. Längdsektion, grundförhållanden i broläget (SGI).

Vid mellanstöd 2 och 7, dvs stöden närmast landfästena, lutar sjöbotten ut mot Ekolsundsviken. Vid övriga mellanstöd är botten i stort sett horisontell.

Jordlagren i vattenområdet består överst av 0 till 30 m lera med innehåll av organiska sulfider. Fastheten har betecknats som mycket lös till lös. Mot djupet innehåller leran inslag av silt och sand. Under leran finns friktionsjord i form av sand och grus. Därunder följer morän på berg.

Vid stöd 3 - 6 nådde hejarsondborringar ned till maximalt 50 m djup. Borrstopp bedömdes ha skett i hård bottenmorän. Vissa hejarsonderingar kan ha nått bergytan. Vid mellanstöd 2 bedömdes jordtäckningen över bergytan vara 4 till 6 m tjock. Motsvarande värde vid stöd 6 befanns vara högst 2 m.

Vid jordbergsonderingar som utfördes påträffades enstaka sprickor i berget.

Odränerad skjuvhållfasthet

Lerans odränerade skjuvhållfasthet (c_u) utvärderades genom fallkonförsök på upptagna ostörda jordprov. Den odränerade, oreducerade skjuvhållfastheten i de övre lagren befanns vara endast 2 till 5 kPa. Vid lera av aktuellt slag blir det karakteristiska värdet på den oreducerade skjuvhållfastheten ännu lägre beroende på att reduktion skall utföras. Reduktionen utgår från lerans flytgräns w_L , som kan sägas utgöra ett mått på mängden organiskt material. Reduktionen utfördes i detta fall med det av SGI rekommenderade uttrycket

$$c_{u, reducerad} = c_{u, oreducerad} \times (0.43/w_L)^{0.45}$$

Vid en flytgräns lika med 100 % blir reduktionsfaktorn ca 0.68. En analys av vid laboratorieundersökningen erhållna resultat visade att den odränerade reducerade skjuvhållfastheten ökade mot djupet enligt uttrycken;

$$\begin{aligned} c_{u, min} &= 0.7 \times h \text{ (kPa)} \\ c_{u, max} &= 1.8 \times h \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

där h = djup under sjöbotten i meter.

Enligt praxis används såsom karakteristiskt värde för geotekniska hållfasthetsparametrar medelvärdet av erhållna mätresultat, vilket i det aktuella fallet motiverade att det karakteristiska värdet för den odränerade skjuvhållfastheten antogs vara

$$c_{uk} = 1.1 \times h \text{ (kPa)}.$$

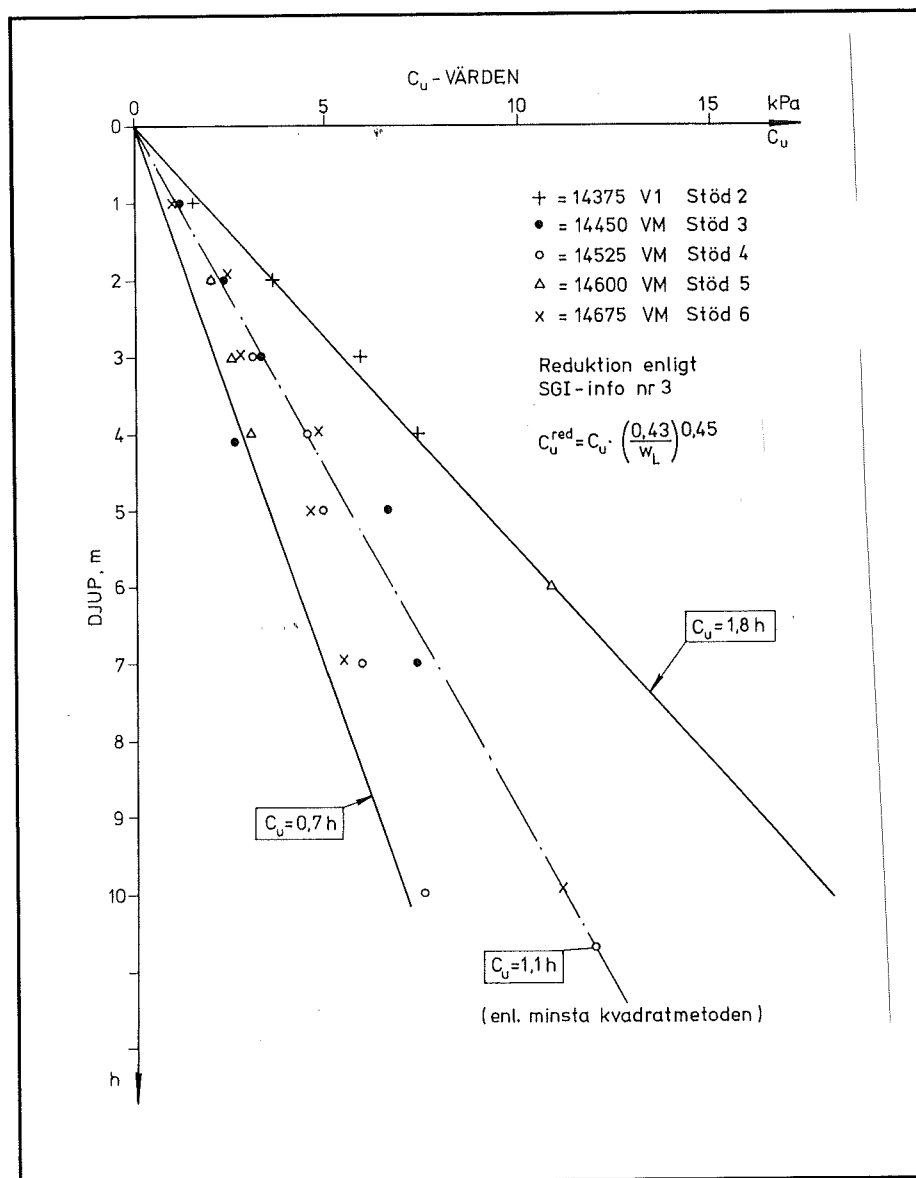


Fig 7. Odränerad skjuvhållfasthet för gyttjallera (Bredenberg Geo AB).

Bäddmodul

Det karakteristiska värdet för pålens bäddmodul (kD) sattes till $20 \times c_{uk}$, vilket kan sägas vara ett konservativt val så tillvida att det bedöms innehålla en viss marginal. Detta innebar att produkten av jordens bäddmodultillväxt mot djupet (n_h) och påldiametern beräknades vara

$$n_h D = 22 \text{ (kPa/m)}$$

där D betecknar påldiametern.

Detta värde låg till grund för beräkning av pålarnas inspänningsförhållanden i leran under sjöbotten.

Säkerhetsfaktorer, partialkoefficienter

Ovannämnda värden på hållfasthet- och deformationsegenskaper utgör karakteristiska värden. För användning vid analys av brottgräns- respektive bruksgränstillstånd skall sådana värden divideras med (i vissa fall multipliceras med) säkerhetsfaktorer. I detta fall valdes att använda partialkoefficienter enligt Boverkets Nybyggnadsregler, kap 6:3 Geokonstruktioner, vilket med aktuella förutsättningar gav följande resultat (partialkoefficienten γ_n sattes till 1.2, motsvarande säkerhetsklass 3 i Nybyggnadsreglerna);

Tabell 1. Resulterande partialkoefficienter $\gamma_n \gamma_m$ för lera.

Gränstillstånd	Odränerad skjuvhållfasthet	Bäddmodul
Brottgränstillstånd	1.81	1.62
Bruksgränstillstånd	1.35	1.21

Resultatet av beräkningarna blev att pålarna ur knäckningssynpunkt beräknades fungera som om de var inspända på ca 13 m djup under sjöbotten, där det var fråga om djupa lager lera.

Grundförhållanden i stödlägena

Nedan visas en sammanställning av grundförhållandena i respektive stödläge, som de kunde utvärderas ur den geotekniska undersökningen. Det bör nämnas att vid utförandet av arbetet framkom inget som tydde på några nämnvärda avvikelser från förutsatta förhållanden.

Tabell 2. Sammanställning av vattendjup, lermäktighet och hejarborrdjup.

Stöd nr	Vattendjup (m)	Lerdjup (m)	Hejarborrning (m)
2	3 - 7	3 - 5	-
3	10	22 - 23	27 - 32
4	11	20 - 29	35 - 38
5	12	5 - 18	27 - 33
6	12	11 - 18	12 - 19

Stötvågsmätning

På 3 pålar i varje stöd utfördes stötvågsmätning. Mätningen syftade till att ta fram stoppslagskriterium och att verifiera att en CASE-bärförmåga som var minst lika stor som dubbla den dimensionerande bärförmågan, dvs $2 \times 3600 = 7200$ kN, uppnåddes. CASE-bärförmågan utgör den beräknade statiska belastning som motsvarar en viss föreskriven nedpressning av pålskallen (Davissons kriterium, 1972). Uppdelning i en statisk och en drivningsberoende (dynamisk) motståndskomponent sker med användande av en stötvågs-teoretisk beräkningsmodell.

CAPWAP-analys

För två av pålarna i varje stöd utfördes dessutom kompletterande analys i form av datorbehandling av de signaler som erhöles vid stötvågsmätningen, s k CAPWAP-analys. Denna beräkning syftade bl a till att undersöka vissa av de jordparametrar som användes vid CASE-mätningen och för fastställande av sjunkningskriterium vid varje stöd. CASE-mätningarna och CAPWAP-analyserna utfördes av Vilkenas Pålteknik AB. CAPWAP-beräkningarna gav bl a besked om beräknad fördelning av pålbärförmågan med avseende på mantel respektive pålspets. Vidare erhöles som beräkningsresultat ett beräknat samband mellan statisk last som funktion av pålskallens sättning.

Det bör nämnas att mätningarna utfördes på tomma pålrör medan de färdiga pålarna består av betongfyllda, armerade rör. Eftersom den axiella styvheten hos pålar med betongtvärsnitt är avsevärt större än för enbart ett stålrör, ger okorrigerade CAPWAP-beräkningar med utgångspunkt från mätningar utförda på tomma rör inte rättvisande resultat.

Mätningarna utfördes med PDA (Pile Driving Analyzer), tillverkad i USA av företaget Piledynamics, Goble & Rausche, modell GC. Eftersom utförande, utvärdering samt teoretisk bakgrund för såväl CASE-mätning, CAPWAP-analys samt allmän stötvågsteori för pålar uttömmande finns behandlad i litteraturen ges ingen närmare beskrivning i denna rapport. Det kan dock framhållas att genomförande av erforderliga kontroller för det aktuella pålningsprojektet inte skulle varit möjligt utan användande av stötvågs-mätningssutrustning. Äldre beräkningsmetoder, exempelvis Kreügers pålformel, kan inte användas för den kombination av pålar och slagningsutrustning som här utnyttjades.

Val av J_c -faktor

Även den s k J_c -faktorn, som utgör ett mått på hur stort det hastighetsberoende drivningsmotståndet beräknas vara, utvärderades ur CAPWAP-analyserna. Värdet som användes vid CASE-mätningarna sattes därvid till $J_c = 0.5$.

Detta är ett jämförelsevis försiktigt valt värde vilket medförde att stoppslagningskraven blev relativt hårda. I kombination med den förhållandevis lätta hejaren och låga fallhöjden (5.5 ton respektive 1.2 m), medförde J_c -värdet 0.5 att den största godtagbara sjunkningen

per talja vid stoppslagningen blev så låg som ca 1 à 2 cm per 100 slag och ibland även mindre. Detta ledde till att stoppslagningsskedet för flertalet pålar blev mycket tidskrävande. För pålar som bedömdes nå berg uppnåddes dock erforderlig bärförmåga snabbare.

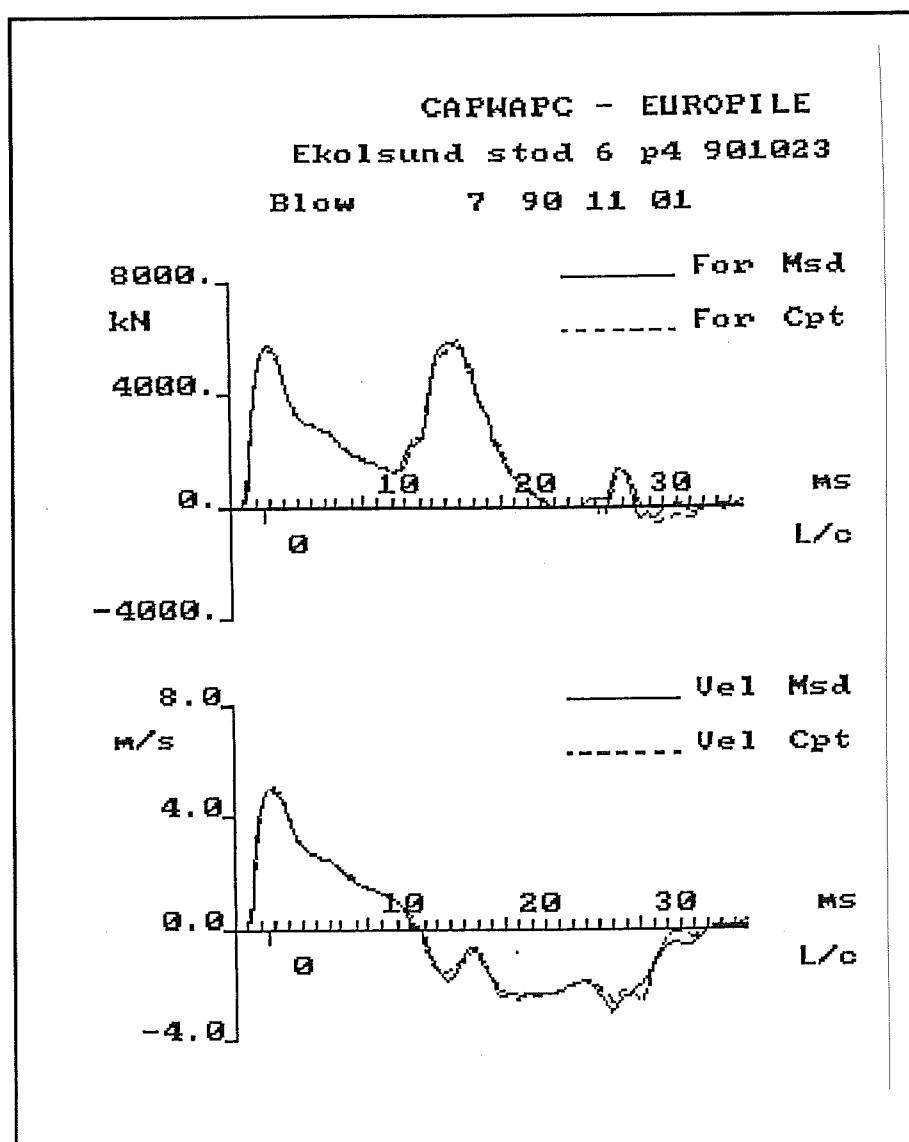


Fig 8. Exempel på uppmätta kraft- och hastighetskurvor (Vilkenas Pålteknik AB).

Med 5.5-tons hejaren och 1.2 m fallhöjd varierade CASE-bärförmågan mellan ca 3000 till 5200 kN i stoppslagningsskedet. För verifiering av den föreskriva bärförmågan 7200 kN krävdes dock större fallhöjd. Med en 6-tons fallhejare krävdes då fallhöjder som varierade mellan 2.5 till 3.7 m. Detta stämde väl överens med de beräkningar som låg till grund för val av slagningsutrustning.

Arbetsutförandet

De första pålarna levererades till arbetsplatsen i slutet av augusti 1990. Leveransen skedde från Rautaruukki Rör AB:s fabrik i Jordbro söder om Stockholm. Rören levererades i 20 m längder och med bergskor påsvetsade.

Pålarna lastades på en flotte som bogserades ut till det flytetyg på vilket pålriggen var placerad. Leveranskontroll av godstjocklek, rakhet, rundhet m m, som ingick i Byggpauls kvalitetssäkringsprogram utfördes. Pålarna lyftes sedan upp och försågs med färgmarkering på varje jämn meter. Därefter restes pålen i riggen. Om det var fråga om en underdel med spets sänktes pålen först ned så att den vidrörde botten. Pålen vattenfylldes. Därefter skedde en noggrann läges, rikttnings- och lutningsjustering. Utsättningen skedde med hjälp av fasta stationer i land. Det skall redan här sägas att avvikelser i planläge blev mycket liten, och låg väl inom den föreskrivna toleransen ± 200 mm, förutom en av pålarna där en kraftig avvikelse uppstod. Uppmätta längder, lägen och lutningar för alla pålar redovisades för beställaren i form av datoriserade pålprotokoll upprättade av Byggpaul Anläggning AB.

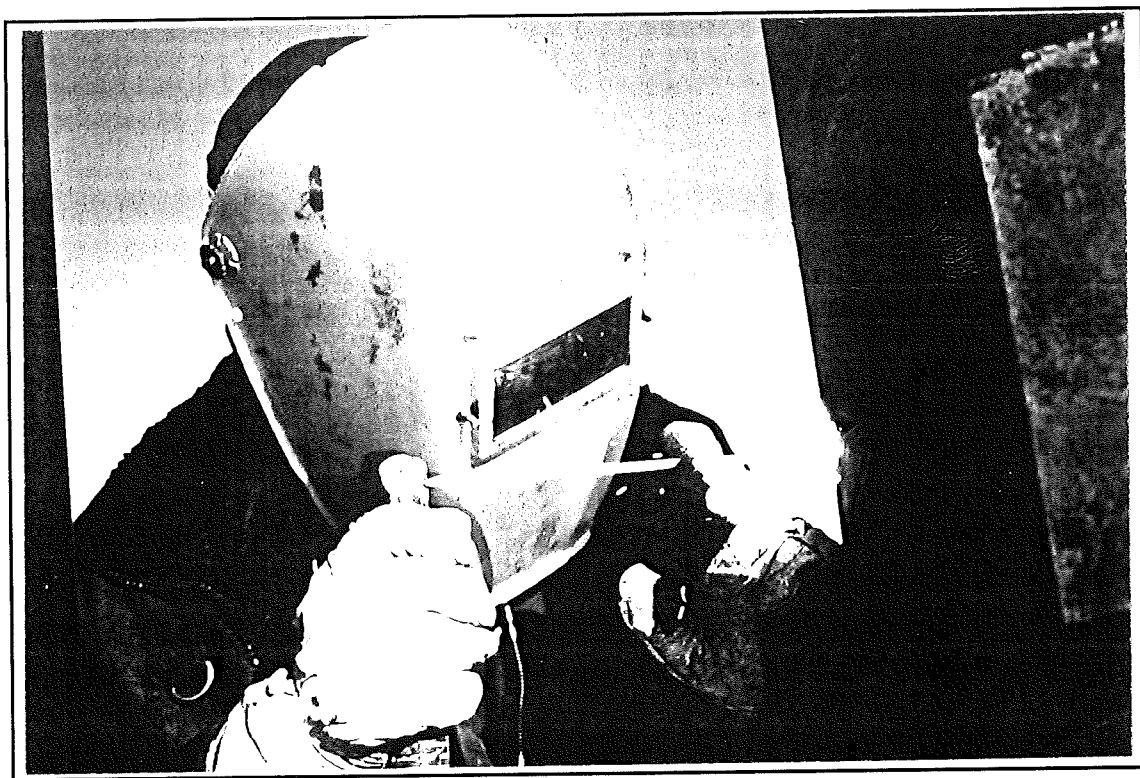


Fig 9. Svetsfogning av pålrör (Byggpaul Anläggning AB).

Drivningen genom leran skedde till stor del enbart genom inverkan av pålrörets och hejarens egentynghd. Så länge som spetsmotståndet var lågt skedde slagningen med återhållsamhet. I takt med att pållängden ökade blev slagningsmotståndet större och fallhöjden ökades succesivt till det maximala värdet 1.2 m. I de fall förmodat bergsvar erhöles minskades

fallhöjden till 0.2 - 0.4 m och skedde inmejsling i berget 200 mm, vilket beräknades medföra att hela bergdubbens ändyta var i kontakt med berg.

Sedan det genom sjunkningsmätning eller stötvågsmätning verifierats att pålens bärförmåga var tillräcklig avvägdes pålrörsöverkanten. Omkringliggande pålar slogs sedan. Genom förnyade avvägningar kontrollerades om någon påle lyfts genom slagningen av andra pålar i gruppen. Vid de enstaka tillfällen sådan lyftning uppmättes utfördes förnyad slagning, s k efterslagning, så att stoppkriterierna som gällde den aktuella gruppen uppnåddes.

Sedan alla pålar erhållit godtagbara stopp skedde kapning på nivån ca 1 m över vattenytan. Rakhetsmätning och kontroll av pållängden utfördes. Mätning utfördes i de kapade, vattenfyllda pålrören. Att rakhetsmätning kunde ske i vattenfyllda rör var en stor fördel. Använd utrustning beskrivs närmare i ett senare avsnitt. Sedan dessa mätningar var klara flyttades flytetyget med pålriggen till nästa stöd.

Därefter monterades plintformen på pålarna. Formens botten tätades kring pålarna, varefter en tätplatta gjöts i vatten. Efter det att tätkakan hårdnat skedde länsning. Därefter kapades pålarna på sin slutliga nivå. Pålarna länsades en i sänder för att minska lyftkraften. Det befanns att alla pålar utom två var helt täta. De pålar som läckte konstaterades ha fått läckor lokaliserade till nedre delen, sannolikt i någon svetsfog. Läckagen var dock av mindre omfattning och inverkade inte i nämnvärd grad på arbetet.

Efter det att armering sänkts ned utfördes gjutning. Gjutningen skedde genom slang så att fallhöjden aldrig översteg 1 m. Betongen vibrerades. Sedan alla pålar armerats och gjutits, utfördes pålplint och pelare i torrhet, varefter spontformen vattenfylldes, avlägsnades och transporterades till ett annat stödläge.

Slagningsutrustning

Pålningssaggregatet utgjordes av en rigg av typ Junnttan 2-54. Den var placerad på en av 3 sammankopplade flottar av typ Flexifloat med måtten ca 10x15 m och höjden ca 1.5 m. Flottarna hölls på plats med ankare, wire och winschar. Förflyttning skedde med en mindre bogserbåt.

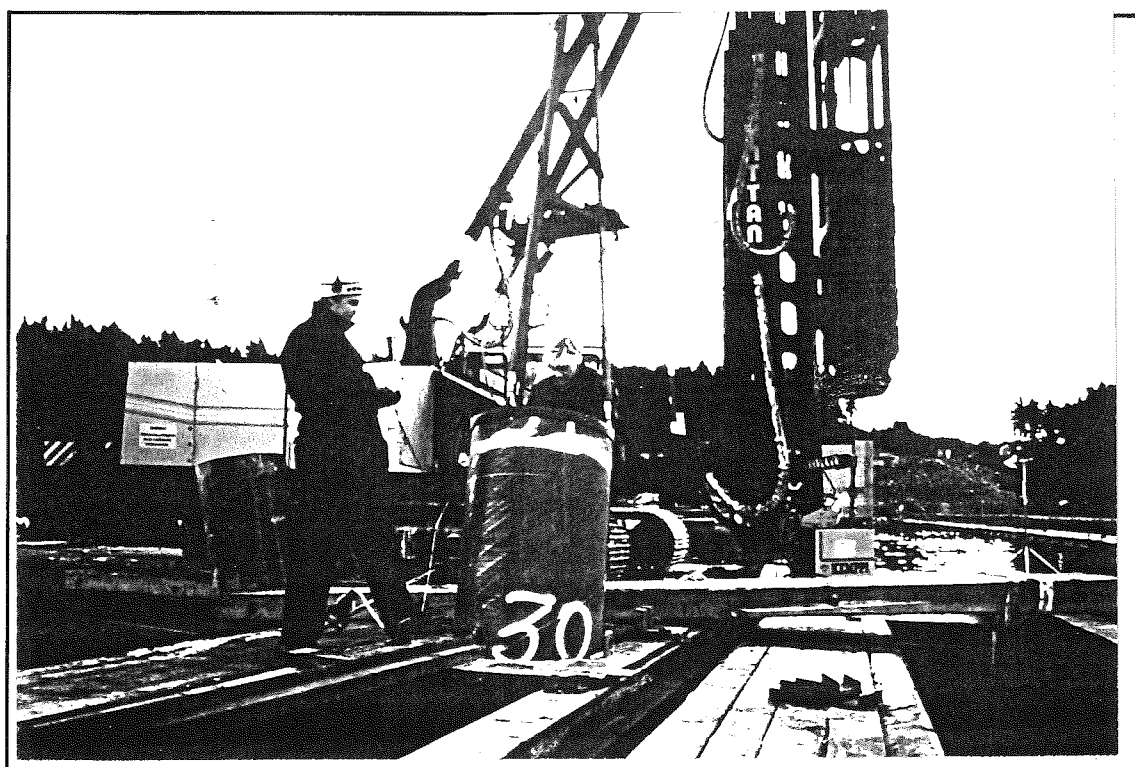


Fig 10. Pålsggregat med 5.5-tons hejare på flytetyg (Byggpaul Anläggning AB).

Hejaren utgjordes av ett antal sammanfogade stålvikter. Lyftningen av 5.5-tons hejaren skedde med ett hydraulmaskineri. Den maximala fallhöjden var som omnämnts ca 1.2 m. Den tyngre 6-tons hejaren lyftes i lina, vilket medgav "obegränsad" fallhöjd. En nackdel med detta arrangemang var att byte av hejartyp var relativt tidskrävande. För att kunna verifiera tillräcklig bärförmåga krävdes dock för alla pålar större fallhöjd än 1.2 m, vilket krävde hejarbyte.

Det bör nämnas att den stötkraft som uppnås vid ett hejarslag i första hand beror på anslagshastigheten. Hejarvikten inverkar relativt lite på stötkraftens intensitet. Stötens varaktighet är dock beroende av hejarens massa, vilket medför att en tyngre hejare ger större indrift än en lättare hejare vid en och samma fallhöjd. Även jorden kring och under pålen påverkar givetvis uppkommande stötkrafter.

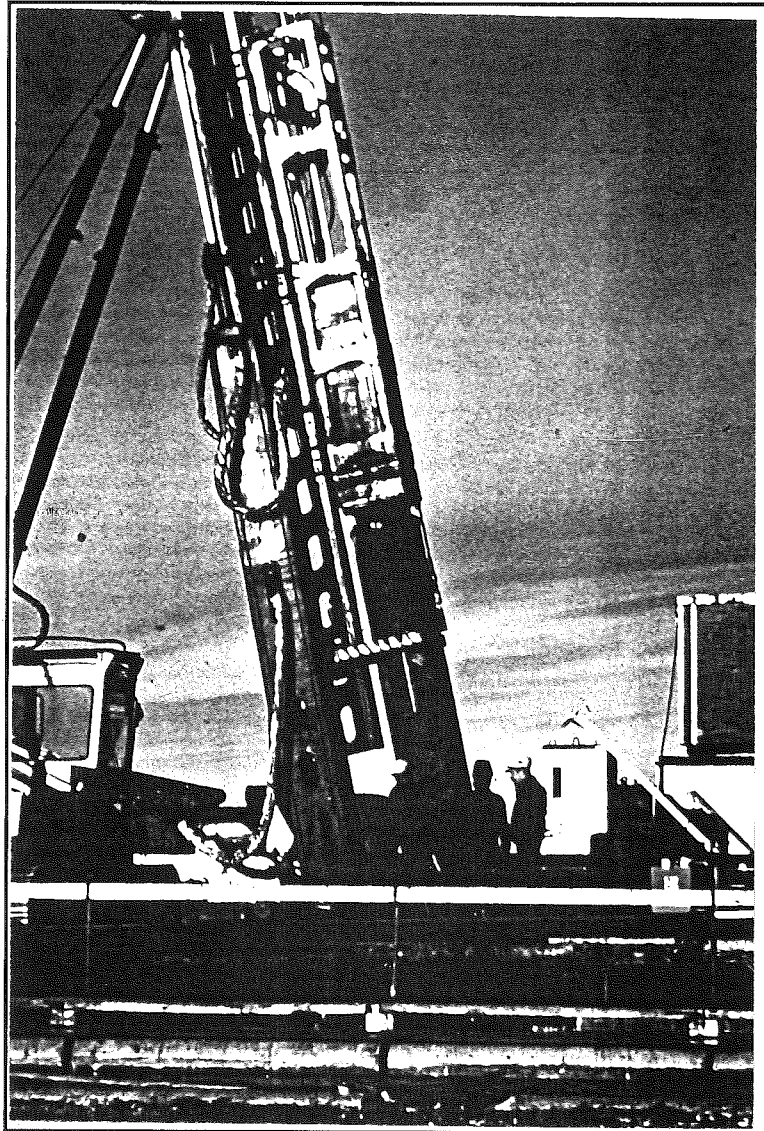


Fig 11. 5.5-tonns hejare med ansättare och dyna (Byggpaul Anläggning AB).

Mellan hejare och pålskalle placerades en dyna. Denna bestod av en stålring som upptill inneslöt ett mellanlägg av hårt trä, undertill av en styrning som passade aktuell påldiameter. Både teoretisk och praktisk kunskap visar att dynans vikt och styvhet har stor betydelse för stötförloppet. Mjukt dynträ medför att den maximala stötkraftintensiteten minskar. Skillnaden vid ett nyinlagt och ett hopslaget trälager kan vara avsevärd.

Rakhetsmätning

För alla typer av pålar gäller att krökningen då lasten förs på inte får vara för stor. Vid slagna pålar av aktuell typ kan följande orsaker till krokighet identifieras;

- *krokighet hos rören vid leveransen*
- *krokighet orsakad av arbetsplatstransporter och lyftning*
- *krokighet orsakad av slagning*
- *skarvvinkeländring i svetsfogar*
- *krokighet orsakad av nedböjning vid gjutning*

De första fyra orsakerna till krokighet i uppräkningsen ovan kunde i detta fall kontrolleras noga eftersom pålarna utgjordes av slagna rör. Detta är som nämnts fördelaktigt i jämförelse med konventionella slagna betongpålar, som inte kan rakhetsmätas utan ett särskilt ingjutet mättrör.

Krokigheten kan uttryckas som en avvikelse hos pålaxeln från en teoretisk centrumlinje. Denna centrumlinje utgörs av en rät linje från pålskallens medelpunkt till pålspetsen om pålen står fritt på hela sin längd. För en påle omgiven av jord räknas avvikelserna från en rät linje mellan två punkter, vilkas inbördes avstånd brukar antas motsvara pålens knäcklängd. Excentriciteten medför att axialkraften i pålen orsakar ett böjmoment, vars inverkan adderas till den som normalkraften motvarar.

Den excentricitet som förutsatts för de aktuella pålarna var ca 4 cm. Värdet definieras i betongbestämmelserna BBK-79. Beredskap fanns för att åtgärda större värden på excentriciteten i form av inläggning av extra armering. Detta blev dock inte nödvändigt. Uppmätt excentricitet, med avseende på en teoretisk linje från påltoppcentrum till pålspets, låg för alla pålar inom det värde som utgjorde gränsen för behov av extra armering.

Storleken av godtagbar excentricitet ger en uppfattning om vilken noggrannhet som krävdes vid rakhetskontrollen. Ett flertal olika metoder undersöktes, exempelvis olika typer av inklinometrar och borrhålsloggar. Tyvärr var motsvarande mätinsats tidskrävande, dyrbar och noggrannheten uppgavs för de flesta metoderna till "storleksordningen några centimeter". Dessutom krävdes för flertalet metoder att rören skulle torrläggas vilket var en stor nackdel ur praktisk synpunkt. Andra alternativ undersöktes därför.

Rakhetsmätning med lod och lina

På arbetsplatsen togs fram en lösning som visade sig fungera utmärkt samtidigt som noggrannheten kunde beräknas motsvara mindre än en centimeters avvikelser. Anordningen bestod av ett lod i form av ett rörsegment som löpte inne i det nedslagna stålröret. Lodet firades ned i en lina. Linans avvikelser (bäring, avstånd) från tvärsnittcentrum upptill avlästes med lodet placerat på olika djup. Genom att jämföra dessa värden trigonometriskt kunde en polygon som angav centrumlinjens läge i rummet räknas fram.

Wiren som lodet var fäst i manövrerades från ett trefotstativ som placerades på pålöveränden och som mätts in noggrant i läge. Registrering av mätdata skedde över vattenytan med pålarna vattenfyllda, dvs utan att pålarna behövde länsas vilket som nämnts var fördelaktigt. Utvärderingen och mätvärdesredovisning skedde med ett datorprogram som utvecklades på arbetsplatsen.



Fig 12. Rakhetsmätning med lod och lina i vattenfylld påle.

Det kan nämnas att denna produktionsanpassade mätmetod säkert kommer att finna användning även vid andra rörpålningsprojekt. Utvecklingsarbetet utgör ett bra exempel på hur praktiskt användbara mätmetoder kan tas fram i samband med mätbehov som uppstår vid byggprojekt i full skala.

Kvalitetssäkringsprogram

För kvalitetssäkringen av pålningsentreprenaden genomförde Byggpaul Anläggning AB ett omfattande kontrollprogram. Programmet utarbetades av Bredenberg Geo AB i samråd med beställare och entreprenör. Kontrollen omfattade i ett första steg de levererade rören. Ytterligare kontrollinsatser utfördes i samband med drivningen och verifieringen av bärförmågan.

I en bilaga visas ett utdrag av protokoll upprättat inom ramen för kvalitetssäkringsprogrammet.

BILAGA

Kvalitetssäkringsprogram

Vilkénas Pålteknik AB

Protokoll - slagräkning

Datum: 1990-10-17/18

Ekolsund bro C339 norra bron.

Påle nr: 6

Stöd 6

Sid 1

Djup under mark- ytan	Kvarstående sjunkning			Bärför måga för Jc=0,5	Acku- mulerat antal slag	Fall- höjd
(m)	(slag/ m)	(slag/20 cm)	(mm/ant slag)	(kN)	(st)	(m)

						Hejare 5500 kg	
0-21	0					0	0,4
21-28	35					35	"
28,234			234/78			113	"
28,402			168/100			213	"
28,524			122/100			313	"
28,634			110/100			413	"
28,688			54/100			513	"
28,722			34/100			613	"
28,741			19/100			713	"
28,756			15/100			813	"
28,769			13/100			913	"
28,780			11/100			1013	"
28,795			15/100			1113	"
28,806			11/100			1213	"
28,810			4/100			1313	"
28,817			7/100			1413	"
28,827			10/100			1513	"
28,831			4/100			1613	"
28,837			6/10	5170		1623	1,2
28,841			4/10	5200		1633	"
28,883			42/100	5290		1733	"
28,914			31/100	5470		1833	"
28,939			25/100	5550		1933	"
28,956			17/100	5600		2033	"
28,971			15/100	5660		2133	"

Slutslagning med 6 tons hejare						
--------------------------------	--	--	--	--	--	--

28,97			Jc=0,5	<1/1	8230	6,0 ton	2,5
-------	--	--	--------	------	------	---------	-----

CAPWAP vid slutslagningen			
Total bärförmåga	8111 kN		
Mantelbärförmåga	1753 "		
Spetslast	6358 "	Jämförande Jc -faktor	0,6

Stoppslagen till 15 mm för 100 slag med fallhöjden 1,2 m och hejarvikten 5500 kg.			
Totalt antal slag 2133			
Effektiv pållängd räknat från ref nivå	1,3	m	28,97 m
exklusive pålspetsens längd som är ca 0,8 m.			
Pålspetsnivå			-27,96 "

Wikénas Påleteknik AB

Söndagsv 30, 123 60 Farsta

tel 08/944810

Påle nr: 6

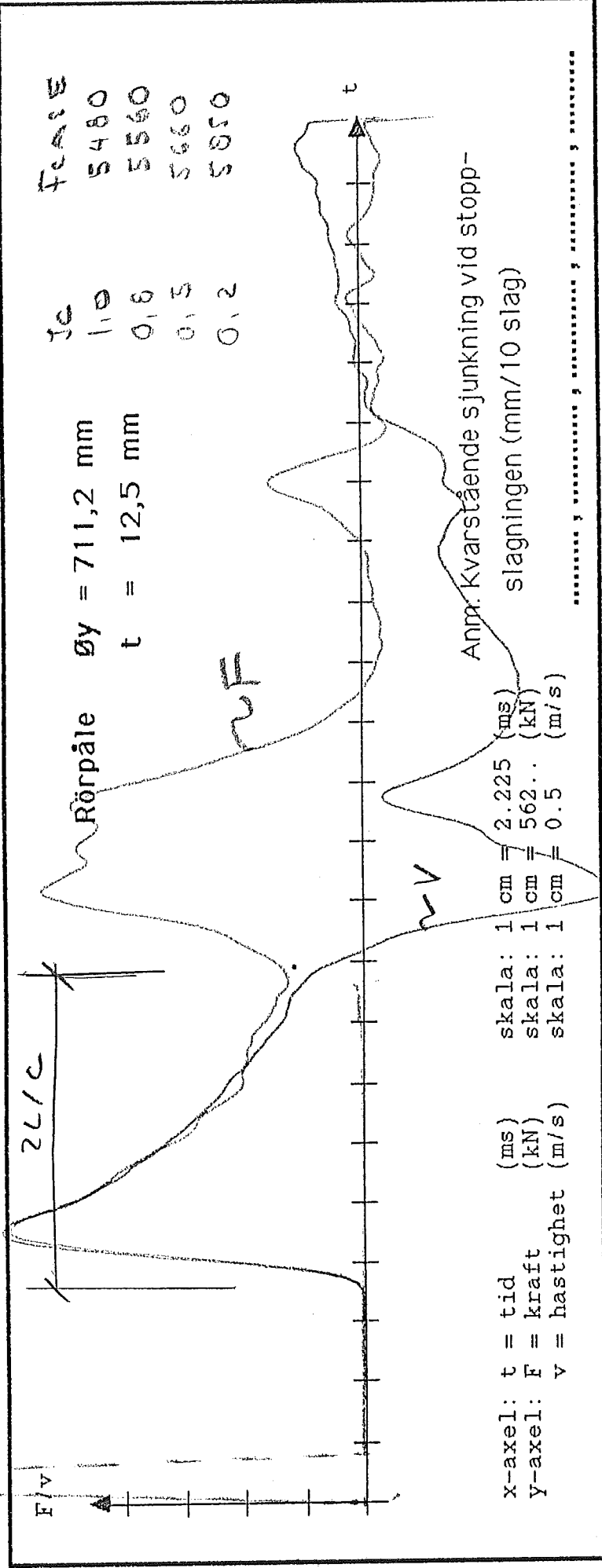
Datum: 20101018

Objekt: Stöd 6

Stötpågs-mätning CASE - metoden

EKOLSUNDSBRON

Band nr. 0757



☐ Integritetsmätning

☒ Drivning

Påltyp: Rörpål av stål...

Hejartyp: Frifall.....

Pållängd: 16,8 (m)

Mätlängd: 20,9 (m)

Brottlast: 5660 (kN)

Sjunkning: 15 (mm/talja)

☐ Efterslagning

Hejarvikt: 5700 (kg)

Impedans: 1124 (kNs/m)

Fjädring: 17 (mm)

Pålens längd under vy: 10,6 (m)

Fallhöjd: 1,2 (m)

J_c-faktor: 0,5

Våghastighet: 5120 (m/s)

NG PG 2

Wikénas Pålteknik AB
Söndagsv 30, 123 60 Farsta
tel 08/944810

Påle nr: **6**
Datum: **901018**
Objekt: **Sted 6**

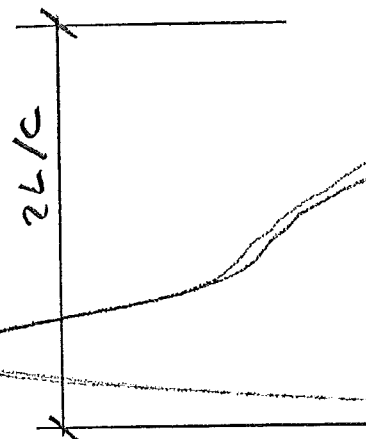
Stötvågmätning CASE - metoden

EKOLSUNDSEEN

Band nr **0862**

F/v

2L/c



Rörpåle $\varnothing y = 711,2 \text{ mm}$

$t = 12,5 \text{ mm}$

F_{casc}
7810
7970
8230
8500
8710

$\sim F$

skala: 1 cm = 2.225 (ms)
skala: 1 cm = 562.. (kN)
skala: 1 cm = 0.5 (m/s)

x-axel: t = tid (ms)
y-axel: F = kraft (kN)
v = hastighet (m/s)

Anm: Kvarstående sjunkning vid stopp-

slagningen (mm/10 slag)

15/100

☐ Integritetsmätning

☒ Drivning

☐ Efterslagning

Pålens längd under yv.....(m)

Påltyp: Rörpåle av stål...

Hejartyp: Frifall.....

Hejarvikt: 5000 (kg)

Fallhöjd: 21.5.....(m)

Pållängd: 36.8.....(m)

Måtlängd: 30.0.....(m)

Impedans: 1124..(kNs/m)

J_c-faktor: 0.5.....

Bröttlast: 8230 (kN)

Sjunkning: 4.1.....(mm/talja)

Fjädring: 26.8.....(mm)

Våghastighet: 5120.....(m/s)

29 + 0.8

2676 8' 2 3

HERCULES Grundläggning AB

EKOLSUNDSBRON, STOD 6 P6 901018

Blow No 0. 90 10 22

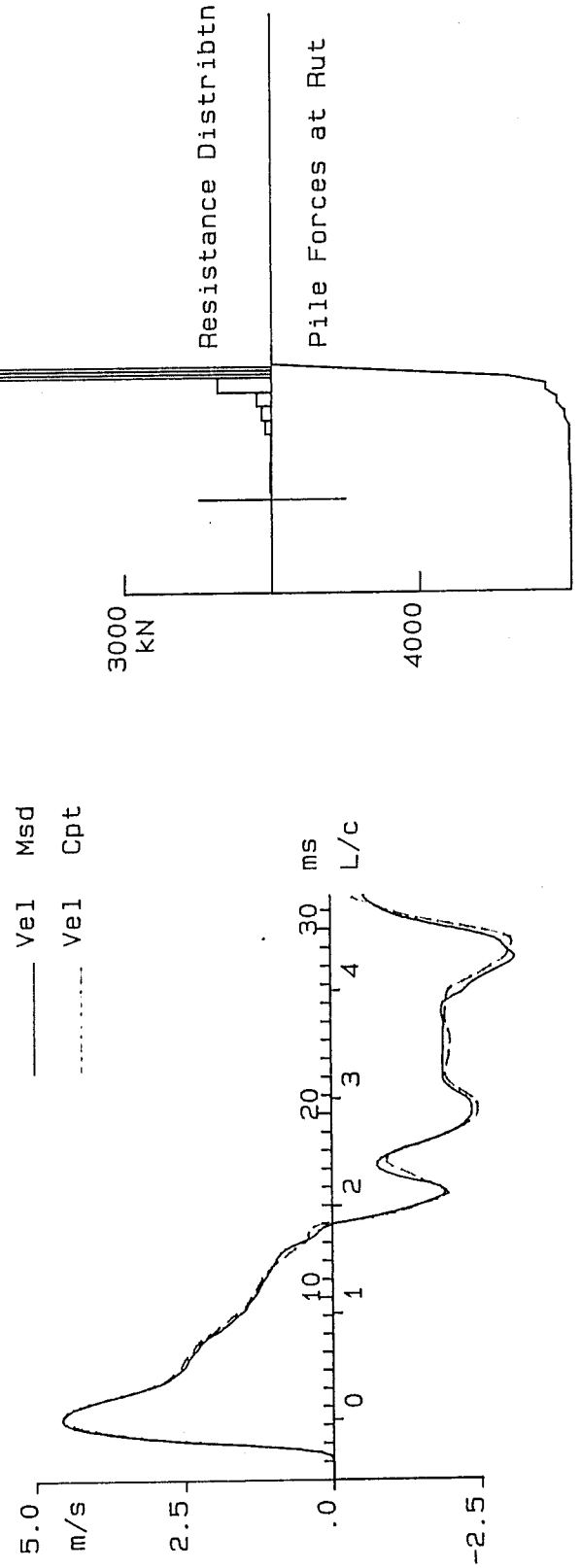
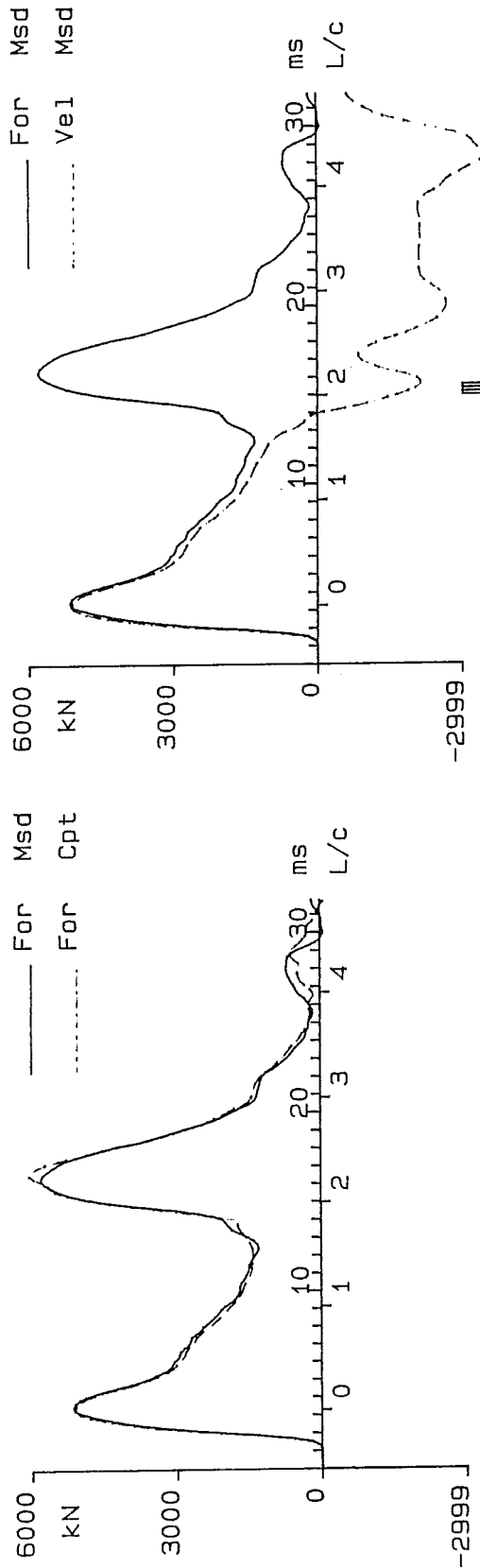
 Final CAPWAPC Capacity: Ru 8110.8, Skin 1753.0, Toe 6357.8 kN
 =====

Soil Sgmnt No.	Depth Below Gages m	Depth Below Grade m	Quake mm	Soil Case	Damping Viscs kN /m/s	Smith s/m	Ru kN	Sum of Ru kN	Uni Ski Frct kN /
								8110.8	
1	16.0	2.0	1.760	.007	7.3	.317	23.0	8087.8	5.1
2	18.0	4.0	1.760	.006	6.3	.317	19.8	8067.9	4.4
3	20.0	6.0	1.760	.001	.7	.317	2.4	8065.6	.5
4	22.0	8.0	1.760	.004	4.3	.317	13.6	8052.0	3.0
5	24.0	10.0	1.760	.033	36.8	.317	115.8	7936.2	25.9
6	26.0	12.0	1.760	.058	64.7	.317	203.8	7732.3	45.7
7	28.0	14.0	1.760	.125	140.1	.493	284.0	7448.3	63.6
8	30.0	16.0	.959	.308	346.0	.317	1090.6	6357.8	244.5
Sum				.540	606.1		1753.0		
Avrge			1.200			.346	219.1		49.1
Toe			2.810	.458	514.7	.081	6357.8		16002.4

Soil Model Extensions

		Skin	Toe
Unloading Quake	(% of loading quake)	100	80
Unloading Level	(% of Ru)	19	
Resistance Gap	(mm)		1.00

HERCULES Grundläggning AB
 EKOLSUNDSBRON, STOD 6 P6 901018
 90 10 22



Resistance Distribtn

Pile Forces at Rut

STATIC ANALYSIS

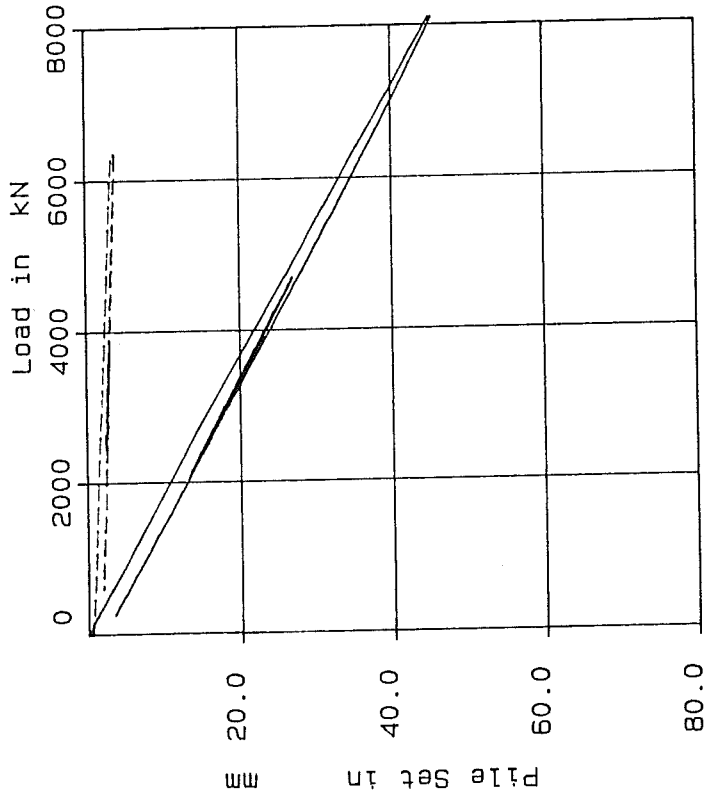
HERCULES Grundläggning AB

EKOLSUNDSBRON, STOD 6 P6 901018
 Blow 0 Date 90 10 22

DYNAMIC D-TOE, E-P R-TOE

I	Top Load kN	Top Set CM	Bot. Load kN	Bot. Set CM
10	594.2	.318	.0	.029
11	1198.2	.648	.0	.060
12	2712.7	1.469	962.9	.103
13	3754.5	2.058	2001.4	.148
14	4723.6	2.606	2970.6	.191
15	5613.6	3.109	3860.6	.231
16	6413.9	3.562	4660.9	.266
17	7112.3	3.957	5359.3	.297
18	7690.4	4.284	5937.3	.322
19	8110.8	4.523	6357.8	.342
26	7518.0	4.259	6063.5	.370
27	7063.7	4.026	5835.8	.362
28	6644.0	3.807	5615.7	.354
30	6028.5	3.484	5287.5	.343
33	5620.8	3.267	5054.5	.334
39	5138.3	3.009	4770.2	.324
43	4632.0	2.735	4451.2	.313
46	4189.5	2.496	4172.4	.303
49	3750.0	2.258	3895.0	.293
54	3283.7	2.004	3573.2	.282
61	2819.4	1.747	3164.2	.268
67	2382.9	1.504	2727.6	.252
79	2989.4	1.801	2834.6	.260
82	3549.4	2.094	3102.8	.271
84	3995.0	2.329	3319.8	.281
86	4459.5	2.576	3561.2	.292
92	3864.0	2.279	3272.7	.283
93	3393.9	2.035	3029.9	.274
94	2881.3	1.766	2759.0	.264
95	2363.8	1.493	2472.0	.254
96	1880.0	1.234	2185.4	.244
98	1315.6	.921	1660.3	.226
100	788.6	.628	1133.3	.207
102	271.4	.340	616.1	.189

HERCULES Grundläggning AB
EKOLSUNDSBRON, STOD 6 P6 901018
Blow 0 DYNAMIC D-TOE, E-P R-TOE
_____ Pile Top ----- Pile Bottom



HERCULES Grundläggning AB

2676 sid 8

EKOLSUNDSBRON, STOD 6 P6 901018

Blow No 0. 90 10 22

PILE PROFILE AND PILE MODEL					
	Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	
		cm ²	kN /cm ²	kN / m ³	
1	.00	274.00	21000.0	78.500	
2	30.00	274.00	21000.0	78.500	

Segmnt No.	Depth B.G. m	Impedance kN /m/s	Imp. Change %	T. Slack mm	C. Slack mm
1	1.00	1123.21	.00	.000	.000
3	3.00	1123.21	.00	.000	.000
4	4.00	1123.21	.00	.000	.000
12	12.00	1123.21	.00	.000	.000
22	22.00	1123.21	.00	.000	.000
30	30.00	1123.21	.00	.000	.000

File Damping (%) .5, Time Incr (ms) .195, Wave Speed (m/s) 5122.8

EKOLSUNDSBRON, STOD 6 P6 901018

Case Method Capacity Results

	J=0.0	J=0.1	J=0.2	J=0.3	J=0.4	J=0.5	J=0.6	J=0.7	J=0.8	J=0.9
Rs	7750.	7499.	7248.	6997.	6747.	6496.	6245.	5994.	5743.	5492.
Rx	8605.	8502.	8399.	8296.	8193.	8111.	8039.	7966.	7894.	7821.
Ru	7811.	7566.	7321.	7077.	6832.	6587.	6342.	6097.	5852.	5607.
Ra Ra2	6759.	7101.								

	VMAX	VFIN	V1*Z	F1	FMAX	DMAX	DFIN	EMAX	EFIN	R EX	R
	4.57	-.55	5137.5	5122.4	5823.1	2.632	-.653	87.2	37.4	6382.9	37393

HERCULES Grundläggning AB

SG PG sid 9

EKOLSUNDSBRON, STOD 6 P6 901018

Blow No 0. 90 10 22

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Depth below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress kN /cm2	max. Tension Stress kN /cm2	max. trnsfd. Energy kN - m	max. Veloc. m/s	ma Disp
1	1.0	5823.1	-78.2	21.25	-.29	87.19	4.6	2.6
3	3.0	5423.8	-696.7	19.79	-2.54	86.24	4.6	2.5
6	6.0	5129.3	-1412.6	18.72	-5.16	84.81	4.6	2.4
9	9.0	5129.2	-1670.3	18.72	-6.10	82.83	4.6	2.2
12	12.0	5321.9	-1690.0	19.42	-6.17	80.22	4.6	2.1
15	15.0	5552.8	-1594.4	20.27	-5.82	76.53	4.5	1.9
18	18.0	5987.5	-1560.6	21.85	-5.70	70.22	4.5	1.6
21	21.0	6473.7	-1357.6	23.63	-4.95	62.14	4.4	1.4
24	24.0	6755.6	-1223.0	24.66	-4.46	52.86	4.2	1.1
27	27.0	7126.6	-1032.2	26.01	-3.77	35.79	3.9	.7
29	29.0	7712.3	-833.7	28.15	-3.04	22.70	3.2	.5
30	30.0	7950.4	-830.1	29.02	-3.03	14.74	2.4	.3
Absolute	30.0			29.02		(T=	27.9 ms)	
	11.0				-6.17	(T=	49.8 ms)	

Leveranskontroll

Datum: 1990-10-17

Ekolsund bro C339 norra bron.

Stöd 6

Påle nr 6

Sid 1 (2)

Pålelement nr	903439	903473B	903472B			Storhet
---------------	--------	---------	---------	--	--	---------

Rörlängd för respektive pålelement						
	20,0	8,0	8,0			(m)

Summa längd rör						
	20,0	28,0	36,0			(m)

Kontroll av att materialet har angiven kvalite. Skall vara kolstål SS 142174 (St 52-2) seghetsklass B. Kontrollen utförs mot redovisad kontrollspekifikation från HEDPIPE. Gäller rör och spets.

Kvalite	St 52-3	St 52-3	St 52-3			
Seg.klass	D	D	D			

Kontroll av godstjocklek på rör. Krav enl ritn 12,5 mm.

Bottenände		12,6	12,6			(mm)
Toppände	12,8	12,6	12,6			"

Kontroll av dimensioner i bergsko. Gäller stöd 2, 3, 4 och 6.

Krav enl ritning					
Plåt 20 mm.					ok
Förstärkt spets ytterdiameter rör 203 mm.					ok

Kontroll av svetsar i bergskor. Utförs av HEDPIPE på fabrik med metod typ magnaflux.

Godkänt provningsintyg inhämtat.	ok
----------------------------------	----

Kontroll av att pålarna är vinkelrätt avskurna. Tolerans 0,2 gon dvs max 2,23 mm på sträckan 711,2 mm.

Bottenände	ok	ok	ok		
Toppände	ok	ok	ok		

Kontroll av att diametern i två mot varandra vinkelräta riktningar ej avviker mer än 1 % från nominell ytterdiameter 711,2 dvs 704,08 till 718,31 mm. Motsvarande värden för innerdiametern är 686,2 blir 679,08 till 693,31 mm. Kontrollen utförs c/c 6-8 m.

Innerdiametern anges nedan.

Bottenände		685	685			(mm)
"		684	685			"
Toppände	686	684	685			"
"	687	685	685			"

Kontroll av ytterdiametern med mall. Krav enligt ovan.

c/c 8 m	ok	ok	ok		
---------	----	----	----	--	--

Leveranskontroll

Datum: 1990-10-17

Ekolsund bro C339 norra bron, stöd 5.

Stöd 6

Påle nr 6

Sid 2 (2)

Pålelement nr	903439	903473B	903472B			Storhet
---------------	--------	---------	---------	--	--	---------

Rörlängd för respektive pålelement						
	20,0	8,0	8,0			(m)

Summa längd rör						
	20,0	28,0	36,0			(m)

Kontroll av rörens krökningsradie som ej får vara kortare än 800 m. Detta motsvarar 16 mm från en tråd spänd längs en generatris på sträckan 16 m till mantelytan. Mät med 4 m rätskiva el tråd.

Mitten	2/4	2/4	2/4			(mm/m)
--------	-----	-----	-----	--	--	--------

Kontroll av att rör och spetsar är fria från hål och andra skador som kan påverka arbetet.

Rör	ok	ok	ok		
Bergsko typ alt 1 med hål.		ok			

Kontroll av riktningsavvikelse vid skarvning som ej får överstiga 1:200 motsvarande 0,3 gon. vilket ger högst 4,7 mm på 1 m. OK anges om avvikelserna är mindre än eller lika med 2 mm.

ok	ok	ok		
----	----	----	--	--

Rördelarnas utformning i ändar

Bottenände	Bergsko	fas	fas		
Toppände	plan	plan	plan		

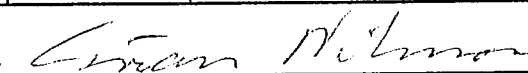
Datum för mätningarna

Påbörjad	90-10-17
Avslutad	90-10-17

Mätningen utförd av

Signatur	GN	GN	GN		
Signatur					

Underskrift



Underskrift

STÖD NR: 6

PÅLE NR:	ΔA	ΔB	LUTNING	RÄKTNING	BÖJNING	PÅLLÄNED	PÅLSPETSINVÄ	DATUM	INMÄTT AV	FAX TILL BROKONSULT DATUM	SEGN
1											
2											
3											
4											
5											
6	0,05	0,06	5,33:1	~ 296	B:166:1-3	25,4	- 27,96	90/1018	T. NYSTRÖM	18/10	TN
7											
8											

STÖD NR:

PÅLE NR:	ΔA	ΔB	LUTNING	RÄKTNING	BÖJNING	PÅLLÄNED	PÅLSPETSINVÄ	DATUM	INMÄTT AV	FAX TILL BROKONSULT DATUM	SEGN
1											
2											
3											
4											
5											
6											
7											
8											

Stöd 6 Påle 6

z	a	b	Diff a	Böjn. a	Anm	Diff b	Böjn. b	Anm
0	342,5	342	0	0		0	0	
1	340,5	342	-2	-3		0	0	
3	338	343,5	-5	-9		2	3	
5	337,5	344,5	-5	-13		3	7	
7	337	345	-6	-18		3	10	
9	336,5	345	-6	-24		3	12	
11	337	346	-6	-26		4	19	
15	338	346,5	-5	-27		5	27	
20	339,5	346	-3	-23		4	31	
25	341,5	344	-1	-9		2	19	
29	342,5	342	0	0		0	0	

Mätningen utförd av Niklas NybergDatum 901018

