



PÅLKOMMISSIONEN

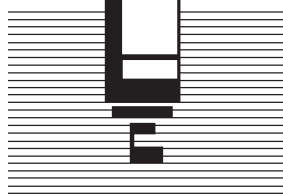
Commission on Pile Research



Stålkärnepålar

Anvisningar för projektering, dimensionering
utförande och kontroll

HÅKAN BREDEBERG



Linköping 2000

rapport 97

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

rapport 97

Stålkärnepålar

Anvisningar för projektering,
dimensionering, utförande och kontroll

HÅKAN BREDENBERG

Linköping 2000

Rapport	Pålkommissionen 581 93 Linköping
Beställning	Statens geotekniska institut Informationstjänsten Tel: 013-20 18 04 Fax: 013-20 19 14 e-post: info@swedgeo.se internet: www.palkommissionen.org
ISSN	0347-1047
ISRN	IVA/PAL/R--00/97--SE
Redigering och layout	Statens geotekniska institut
Upplaga	Tilltryck 200 ex
Tryck	LTAB, Linköpings Tryckeriaktiebolag, sept 2008

Förord

Syftet med denna rapport är att underlätta projektering, dimensionering samt utförande och kontroll av stålkärnepålar. Innehållet i rapporten riktar sig till myndigheter, konsulter och entreprenörer som sysslar med pålgrundläggning. Rapporten är även av värde för tillverkare av rör och stålämnen samt för maskintillverkare.

Stålkärnepålar har använts i Sverige sedan början av 1960-talet. Användningen har sedan dess ständigt ökat. Detta beror bl a på att allt fler pålgrundläggningar utförs i utfylld mark samt på ökade miljökrav i form av begränsning av buller och vibrationer. Stålkärnepålar används idag praktisk taget uteslutande inom Skandinavien, men påltypen bedöms, där lämpliga förutsättningar finns, ha stora möjligheter till användning även i andra delar av världen.

Användningen av stålkärnepålar har hämmats av bristen på instruktioner för utförande, design och kontroll. Trots detta har antalet pålar som installerats varje år ändå ökat.

Arbetet med rapporten har skett inom Pålkommissionen under tiden 1995 – 1999, av följande personer:

Håkan Bredenberg, Stabilator AB, författare

Jan Romell, Skanska Teknik AB, projektledning

Per-Evert Bengtsson, SGI, granskning

Björn Dehlbohm, Banverket, granskning

Gunnar Holmberg, Skanska, Teknikrådgivare

Gary Axelsson, Skanska, Teknikrådgivare

Ett varmt tack riktas till alla som under arbetets gång bidragit med värdefulla synpunkter och material till rapporten. Jan Lindgren, SGI, har svarat för redigering och grafisk utformning samt bidragit med värdefulla synpunkter på innehållet.

Stockholm 1999-12-31

Håkan Bredenberg

Innehållsförteckning

Förord	3	3.3 Installation av stålkärna	20
Summary	7	3.3.1 Skarvning av kärnan	
Sammanfattning	8	3.3.2 Installation av kärna	
1. Inledning	9	3.3.3 Stoppslagning av spetsburen kärna	
1.1 Allmänt		3.3.4 Montering av mantelburen kärna	
1.2 Historik		3.4 Kringgjutning av kärnan	23
1.3 Utvecklingstendenser		3.4.1 Betongfyllning vid inläckande grundvatten	
2. Projektering	12	3.4.2 Nedsättning av kärna i betongfyllt foderrör	
2.1 Allmänna förutsättningar	12	3.4.3 Nedsättning av kärna i icke betongfyllt foderrör	
2.2 Produktionstekniska förutsättningar ..	13	3.5 Kapning av foderrör och kärna	24
2.2.1 Borrmaskiner		3.6 Montering av lastöverförande platta	24
2.2.2 Borraggreat		3.6.1 Enbart tryckta stålkärnepålar	
2.2.3 Sänkborrhämmare kan medföra mammutpumpeffekt		3.6.2 Stålkärnepålar med dragkraft-belastning	
2.2.4 Stålkärnor		4. Dimensionering	25
2.2.5 Foderrör		4.1 Lasteffekt	25
2.2.6 Skarvning		4.2 Dimensionerande bärförmåga, lastkapacitet och geoteknisk bärförmåga	25
2.2.7 Distanshållare		4.3 Lastkapacitet	26
2.2.8 Lastfördelningsplatta		4.3.1 Stålmaterialets hållfasthet	
2.2.9 Lastöverföring vid pålspets		4.3.1.1 Kärnor	
2.2.10 Förtillverkning av kärnor med tillbehör		4.3.1.2 Foderrör	
2.2.11 Installation av kärnor		4.3.2 Injekteringsbetong	
2.2.12 Verifiering av bärförmåga		4.3.3 E-moduler	
2.2.13 Provdrawing av långa kärnor med liten diameter		4.3.4 Partialkoefficienter för pålmaterial	
2.3 Förundersökningar	18	4.3.4.1 Säkerhetsklass, partialkoefficient γ_n	
2.3.1 Konstruktionskrav relaterade till uppburen konstruktion		4.3.4.2 Material, partialkoefficient γ_m	
2.3.2 Omgivningsrelaterade krav		4.3.5 Arbetskurvor	
2.3.3 Tillgänglighets- och leveransförhållanden.		4.3.6 Begränsning av betongens stukning	
2.3.4 Geotekniska förundersökningskrav		4.3.7 Begränsning av spänningar vid långtidsbelastning	
3. Utförande	19	4.3.8 Tvärsnittets maximala lastkapacitet	
3.1 Leveranskontroll	19	4.3.9 Lokal buckling av foderrör	
3.2 Borring	19	4.3.10 Lastkapacitet vid samtidig normalkraft och böjmoment	
3.2.1 Ansättning			
3.2.2 Drivning av foderrör			
3.2.3 Bergborrhål			
3.2.4 Rengöring av bergborrhål och foderrör			

4.3.11 Beräkning av lastkapacitet enligt EC 4	
4.3.11.1 Reduktion av materialhållfasthet	
4.3.11.2 Inverkan av egenspänningar	
4.3.11.3 Beräkning av knäcklängd	
4.3.11.4 Geometrisk initialutböjning (pilhöjd)	
4.3.11.5 Dimensionerande initialutböjning	
4.3.11.6 Inverkan av böjmoment orsakat av initialutböjning	
4.3.11.7 Beräkningsmetoder	
4.3.11.8 Exempel på beräkning av lastkapacitet	
4.4 Geoteknisk bärförmåga	35
4.4.1 Spetsburen kärna	
4.4.2 Mantelburen kärna, tryckta pålar	
4.4.2.1 Vidhäftning stål - betong	
4.4.2.2 Vidhäftning betongbergyta	
4.4.2.3 Exempel på beräkning av ingjutningslängd för mantelburen kärna	
4.4.3 Mantelburen kärna vid dragna stålkärnepålar	
4.4.4 Mantelburen kärna, dragspänningar i berg	
4.5 Beräkning av rörelser för stålkärnepålar, bruksgränstillstånd	40
5. Kontroll	41
5.1 Kontrollplan	
5.2 Foderrör och kärnor, leveranskontroll	
5.3 Utsättning	
5.4 Borrning	
5.5 Skarvning av stålkärna och foderrör	
5.5.1 Svetsad skarv	
5.5.2 gängadskarv	
5.6 Sättning av kärna	
5.7 Stoppslagning (spetsburen kärna)	
5.8 Provdragning (mantelburen kärna)	
5.9 Injektering	
5.10 Kapning av stålkärna	
5.11 Montering av tryckplatta	

Bilagor

1. Borrdimensioner ODEX	45
2. Borrdimensioner NOEX	46
3. Kärndimensioner INEXA	48
4. Checklista för kontroll	52
5. API-skarv för stålkärnepåle	53
6. Dimensioner foderrör, tvärsnittskonstanter	54
7. Beräkningsalgoritm, Rapport 81 och Rapport 84a	55
8. Standarddimensioner för rör och kärnor	56

Summary

Steel Core Piles consists of a steel tube casing, which is drilled down through soil into bed-rock, and a steel core inserted into the casing. The space between the casing and the core is filled with concrete. This pile type offers superior quality assurance since every aspect of the pile can be controlled in detail. The load bearing capacity is usually within the interval 500 to 5000 kN. The piles can be used for both compressive and tensile forces.

Steel Core Piles are installed using light weight drilling rigs. The installation does not give raise to any soil displacement or ground water lowering. Most piling obstacles in the ground, as for example boulders and stones, are easily penetrated. The corrosion protection of the bearing steel core is very good due to the double protection given by the permanent steel casing and the concrete confinement.

Steel Core Piles has been used in Sweden since the beginning of the 1960:s. The use has since then increased continuously. The reason for this is that an increased number of pile foundations are made in man made fills, with obstacles hard to penetrate for conventional piles, as well as increased demand for environmental friendly piling methods with specified limitations regarding vibrations and noise.

Today all Swedish building authorities, as for example Swedish National Highway Administration (Vägverket) and Swedish National Railway Administration (Banverket) accepts Steel Core Piles. All main Swedish foundation contractors can do Steel Core Piles.

Steel Core Piles are today only used in Sweden and the neighboring Scandinavian countries. However, this pile type has very good possibilities outside Scandinavia in areas with suitable ground conditions.

The use of Steel Core Piles has been hindered due to lack of codes and rules for design, execution and control. The objective of this report is to facilitate design, control and construction of Steel Core Piles. The report is meant to be used by authorities, consultants and contractors working with pile foundations. The report will also be useful for steel manufacturers and equipment suppliers.

Sammanfattning

En stål kärnepåle består av ett kvarstående foderrör av stål som borrar ned till bärkraftigt berg. Inne i foderröret monteras en solid stål kärna. Utrymmet mellan kärnan och foderröret fylls med injekteringsbetong. Stål kärnepålar installeras med lätta bormaskiner som kan bullerdämpas effektivt. Maskinutrustningen kan genomborra de flesta i marken naturligt förekommande hinder såsom sten och block. Ingen jordundantäckning eller sänkning av grundvattenytan uppkommer. Mycket små markvibrationer uppstår. Stål kärnepålen fyller därför högt ställda krav på skonsamhet med avseende på omgivningspåverkan.

Pålen utförs spetsburen eller mantelburen. En mantelburen stål kärnepåle har en i berg fastgjuten kärna. Eftersom alla pålens komponenter samt utförandet kan kontrolleras i detalj uppnås en hög kvalitetsnivå. Stål kärnepålar kan ta laster större än 3000 kN. Kärnor med diametrar varierande mellan 70 till 210 mm finns tillgängliga.

Stål kärnepålar har använts i Sverige sedan början av 1960-talet. Användningen har sedan dess ständigt ökat. Stål kärnepålar används idag praktiskt taget uteslutande inom Skandinavien, men påltypen bedöms, där lämpliga förutsättningar finns, även ha stora möjligheter till användning även i andra delar världen.

1. Inledning

1.1 ALLMÄNT

Stålkärnepålar används främst där hinder i marken försvårar, eller omöjliggör, konventionell drivning av pålar. En annan tillämpning är skonsam påldrivning, exempelvis där befintliga installationer begränsar godtagbara värden för vibrationer, buller och jordundanträngning. Stålkärnepålar är per meter betydligt dyrare än många andra påltyper, exempelvis förtillverkade, slagna betongpålar. Trots detta ger ofta stålkärnepålar den totalekonomiskt bästa lösningen. Exempelvis kan i många fall en betydande minskning av tiden för grundläggningssarbetet uppnås.

De flesta komponenterna som ingår i en stålkärnepåle kan kontrolleras med stor noggrannhet. Som exempel kan nämnas det nedborrade röret och bergborrhålet. Den höga kontrollnivå som uppnås innebär att materialet i pålarna kan utnyttjas optimalt. Stålkärnepålar skiljer sig härvidlag från många andra påltyper, för vilka kvalitetskontrollen kan bli lidande genom att eventuella fel och misstag inte kan upptäckas där pålarna är omgivna av jord.

En stålkärnepåles beståndsdelar är:

- ett genom jord och ytligt berg nedborrat foderrör
- ett under foderröret utfört bergborrhål
- en i foderröret och bergborrhålet monterad, kringgjuten stålkärna
- skarvar och anordningar för lastöverföring

På kärnan monteras distanser för centrering i foderröret. Där kärnan är mantelburen, gjuts den fast i berget på en viss sträcka och förses där med påläggssvets, eller annan anordning som syftar till ökad vidhäftning. I figur 1 visas de två vanligaste utformningarna av stålkärnepålar. Figur 1a visar en spetsburen stålkärnepåle, med spetsen belägen strax under bergytan. Figur 1b visar en mantelburen stålkärnepåle, ingjuten i berg på en mot pållasten svarande sträcka.

Den bärande kärnan korrosionsskyddas dels av det kvarstående foderröret av stål, dels av betonginneslutningen. Kringgjutningen ger kärnans mantelyta en basisk miljö. Ytan blir med en korrosionsteknisk term passiverad, på

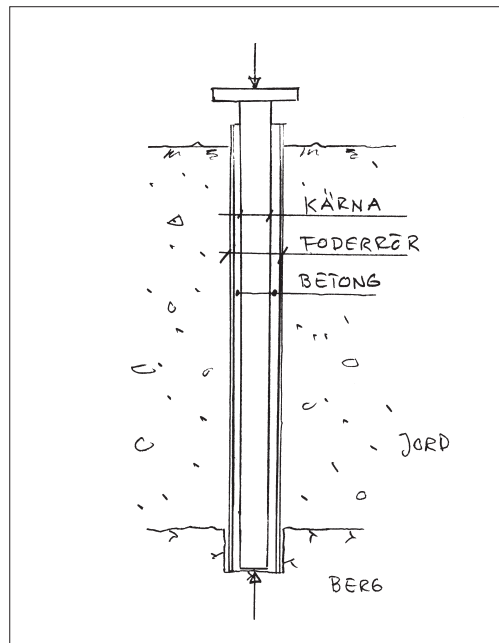


Fig 1a.
Spetsburen
stålkärnepåle.

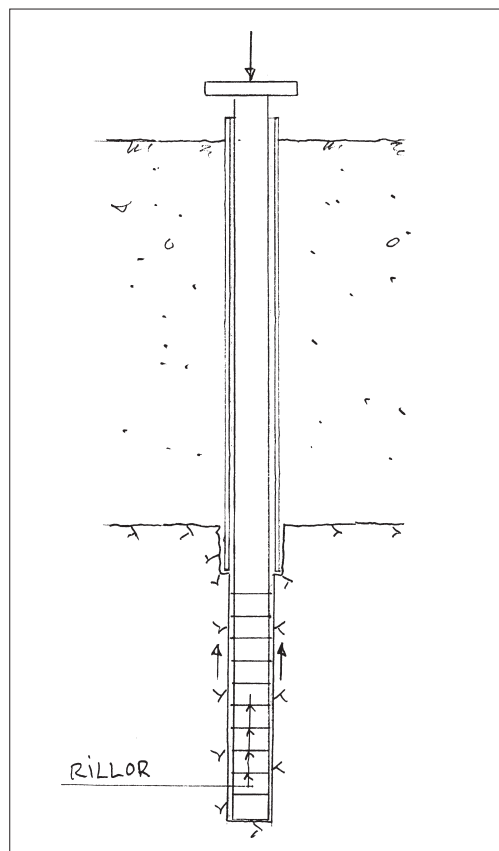


Fig 1b.
Mantelburen
stålkärnepåle.

samma sätt som ett i betong ingjutet armeringsstål.

1.2 HISTORIK

Stålkärnepålar har använts i Sverige sedan början av 1960-talet. Det första projektet gällde pålning för en industribyggnad i Iggesund. Befintliga pålar och pålningshinder i utfylld mark hindrade där konventionell pålning.

Under många år var beteckningen för denna typ av pålar ”stålkärnepelare”. Den nuvarande benämningen ”stålkärnepålar” började användas i slutet av 1970-talet.

Ett av de första projekten där stålkärnepålar användes var grundläggningen av Magasin 6 i Stockholms Frihamn. Marken utgjordes av lagerföljden storblockig sprängsten på lös lera, vilade på morän och berg. Pågrundläggningen krävde foderrörsborrning. Borrningsarbetet utfördes med linstöt, vilket är en teknik som fortfarande ibland används vid brunnsborrning. För att uppnå så hög lastkapacitet som möjligt för varje rör borrades till berg och installerades en stålkärna i foderröret. Därefter stoppslogs kärnan. Utrymmet mellan kärna och rör fylldes med cementbruk som korrosionsskydd av kärnan. Den ”tillåtna lasten” var 2000 kN. Detta motsvarade spetstrycket 100 MPa, vilket blev ett värde som senare ofta kom att användas som dimensionerande värde för stålkärnepålars spetstryck. I *figur 1c* visas en tvärsektion av pålen som användes för Magasin 6.

Sedan dess har antalet stålkärnepålar som utförs varje år ökat. En bidragande faktor har varit förbättring av borrarstekniken för utförande av jord- och bergborrhål med större diameter. Idag kan foderrör med upp till 430 mm diameter borraras med allmänt tillgänglig utrustning som kan penetrera både hinder i mark och hårt berg.

En annan orsak till att användningen av stålkärnepålar ökat är att pågrundläggning i allt större omfattning sker i närheten av, eller inne i, befintlig bebyggelse. Pålningen måste då ske med stor precision och med minsta

möjliga omgivningspåverkan i form av buller, vibrationer och rörelser i marken kring pålarna. Vidare förekommer i sådan miljö ofta pålningshinder i form av fyllning och byggnadsrester.

Även för andra ändamål än husgrundläggning har stålkärnepålar visat sig vara en tekniskt och ekonomiskt bra metod. Genom att gjuta in pålarna i berget (se *figur 1b*) kan mycket stor draglast tas upp av pålarna. Stålkärnepålar med stor lastkapacitet för både drag- och tryckbelastning har använts för broar, hamnkonstruktioner och stödmurar. Stålkärnepålar har under senare år utförts för flera broar med Vägverket och Banverket som beställare.

Bland under 1990-talet utförda större projekt med grundläggning på stålkärnepålar kan nämnas:

- Bro för snabbspårväg över Essingesundet
- Kontorshus kv Svalan, Stockholm
- Tunnelramp, Södra Länken SL10, Stockholm
- Uddevallabron, grundläggning stöd N5
- Sodapannehus, Mönsterås bruk
- Pappersmaskin SCA Ortviken
- Kontorsbyggnad Uni Storbrand, Oslo (*figur 2*)
- Vägbro Kalmar, bro H221, ändstöd och mittstöd
- Grundförstärkningar, kv Matrosen, kv Inge-
mar, m fl, Stockholm

Fler exempel skulle kunna nämnas. Uppräkningen ovan visar att grundläggning på stålkärnepålar används för både husbyggnads- och anläggningskonstruktioner. Tekniken är idag väletablerad inom grundläggningsverksamheten i Norden.

1.3 UTVECKLINGSTENDENSER

En genomgående tendens i dagens byggande är ökade krav på kvalitet, kortare byggtid och minskad omgivningspåverkan. Stålkärnepålar tillgodoser alla dessa krav. Genom att stålkärnan monteras i ett nedborrat stålrör kan varje komponent av pålen inspekteras med stor noggrannhet, vilket medger högklassig utförandekontroll och motsvarande högt lastutnyttjande. Kravet på förkortad byggtid uppnås genom snabb etablering och låg känslighet för störningar i form av hinder i mark och oförutsedda avvikelser i antagna grundförhållanden, som med andra påltyper kan leda till betydande förseningar. De små och lätta maskiner som används för installation av stålkärnepålar kan bullerdämpas effektivt och genererar endast

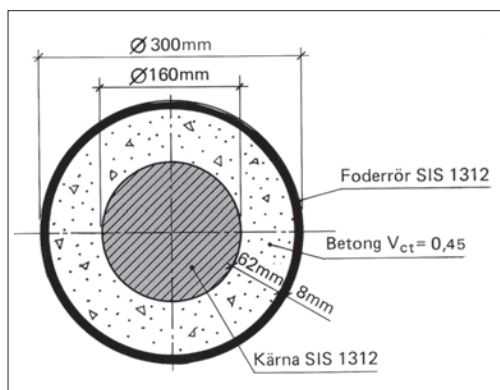


Fig 1c.
Stålkärnepåle för
Magasin 6 i Stockholms
Frihamn, 1962.



Fig 2.
Stålkärnepålning
för Uni Storebrands
nya kontor i Oslo.
Stabilator, 1997.

obetydliga vibrationer och jordförskjutningar i jämförelse med drivningsutrustning för många andra typer av pålar.

En annan fördel med stålkärnepålar är att det inte finns något behov av grundvatten-sänkning, till skillnad från vid grävpålar, där sänkning av grundvattenytan ofta är ett krav.

Eftersom stålkärnepålar således tillgodoser ett flertal av de krav som ställs på modernt byggande kan man vänta sig att användningen kommer att fortsätta att öka.

Kännedomen om denna påltyp utanför Skandinavien är liten. En orsak till detta är de speciella geologiska förhållanden som istiden lämnade efter sig i vårt land. Det finns dock mycket goda möjligheter att använda stålkärnepålar utomlands, i de fall lämpliga geotekniska och marknadsmässiga förutsättningar föreligger. Som exempel kan nämnas nordöstra USA. Djupet till bra granitberggrund på Manhattan är exempelvis högst 30 m och jorden innehåller där ofta en mängd hinder för konventionell pålning. Krav på begränsning av omgivningspåverkan föreligger där befintliga byggnadsverk kan skadas eller verksamhet störs av pålningsarbete.

Som exempel på andra platser där gynnsamma villkor för grundläggning på stålkärnepålar föreligger kan nämnas Hong Kong, San Francisco och Sydney.

Det bör framhållas att hårt berg (tryckhållfasthet >200 MPa) idag inte är något krav för grundläggning på stålkärnepålar. Genom att gjuta fast stålkärnan på lämplig längd kan hög bärförmåga uppnås även i bergmaterial med lägre hållfasthet. Mer begränsande förhållan-

den är djupet till berg samt hållfastheten hos jorden som omger pålen. Större borrhjup än ca 40 m bör inte förutsättas. Jordmaterialets odränerade skjuvhållfasthet bör inte vara lägre än ca 10 kPa för att högbelastade stålkärnepålar skall komma ifråga, beroende på att knäckning då kraftigt kan begränsa bärförmågan.

Eftersom stålkärnepålar för närvarande knappast alls används utomlands, samtidigt som goda förutsättningar finns på många ställen utanför Norden, kan vi vänta oss en allt större ny marknad för påltypen. På sikt kan mängden stålkärnepålar som utförs utomlands beräknas bli mycket större än i Sverige.

2. Projektering

Detta avsnitt behandlar projektering av stål-kärnepålar. I projekteringsskedet undersöks om denna påltyp utgör en lämplig lösning ur teknisk och ekonomisk synpunkt.

För att avgöra om stål-kärnepålar är en lämplig lösning krävs kännedom om förhållanden och förutsättningar som rör produktionsteknik, geoförhållanden och övriga förutsättningar. Detaljutformningen av pålarna behandlas under avsnittet ”Dimensionering”, medan utförande beskrivs i avsnittet ”Utförande”. I det sista avsnittet behandlas kontroll.

2.1 ALLMÄNNA FÖRUTSÄTTNINGAR

Som exempel på förhållanden som talar *för* användning av stål-kärnepålar kan nämnas följande förhållanden:

2.1.1 Svårforcerade jordlager som överlagrar lösa jordlager

- som exempel kan nämnas fyllning med stenblock, byggnadsskrot eller dylikt på lös lera

2.1.2 Pålning måste utföras nära befintliga byggnadskonstruktioner eller anläggningar

- krav på begränsning av vibrationer, buller och markförskjutning föreligger normalt i detta fall

2.1.3 Pålning måste utföras ned till berg

- i vissa fall föreligger konstruktionskravet att laster skall nedföras till berg

2.1.4 Pålning i korrosionsaggressiv miljö

- foderröret och kringgjutningen ger stål-kärnan mycket bra korrosionsskydd

2.1.5 Endast mycket små rörelser kan accepteras då pålar belastas

- stål-kärnepålarnas placering på berg, eventuellt i kombination med förspänning, minimerar rörelserna

2.1.6 Pålar skall jämte stora tryckkrafter även kunna ta upp stora dragkrafter

- stora påldragkrafter kan uppkomma vid broar och stödmurar samt för hamndykdalber

2.1.7 Väldefinierad dynamisk respons hos pålgrundläggningen krävs

- stål-kärnor med känd längd ingjutna i berg medger noggrann beräkning av ett pålfundaments egenfrekvens

2.1.8 Stora koncentrerade laster

- konventionella pålar medför kanske alltför stort antal pålar och för stora pålfundament

2.1.9 Särskilt viktigt att förseningar beroende på pålningsarbetet undviks

- pålade maskinfundament måste ofta utföras under tidspress och med säkerställd byggtid

2.1.10 Höga noggrannhets- och kontrollkrav

- stål-kärnepålar kan placeras med snäva toleranser och medger fullständig kontroll av alla påldelar

Ju fler av ovannämnda förhållanden som föreligger, desto större är förutsättningarna för att stål-kärnepålar är den gynnsammaste lösningen för den aktuella pålgrundläggningen.

Även de omständigheter som talar *mot* ett val av stål-kärnepålar måste beaktas. Nackdelarna, jämfört med andra påltyper, är i huvudsak följande:

2.1.11 Meterkostnaden för stål-kärnepålar per uppburen kN, är högre än för många andra påltyper

- den mest ekonomiska lösningen i Sverige är ofta prefabricerade, slagna betongpålar

2.1.12 Vissa typer av hinder i mark kan vara svåra, eller omöjliga, att penetrera

- trä, och i högre grad metall, leder till borrhingsproblem (stoppas dock även de flesta andra typer av pålar).

2.1.13 Borrning kan kräva speciell utrustning och teknik

- vid oäktsam sänkhammarborrning i finkornig jord under grundvattenytan kan uppspolning och sättningar uppkomma.

2.1.14 Dåligt berg kan kräva injektering

- där särskilt dåligt berg förekommer kan bergborrhålet rasa igen.

2.1.15 Bärförmågan kan påverkas av lokala slag och branta lutningar i bergmassan.

- branta lutningar och slag hos berget får inte finnas för nära spetsburna stål kärnepålar. Vidare kan pålar i närheten av bergrum eller bergtunnlar innebära att bergstabiliteten minskar.

I analogi med vad som gäller vid bedömning av gynnsamma förhållanden gäller att ju fler för påltypen negativa faktorer som finns, desto mindre fördelaktigt är det att välja stål kärnepålar. Vilken påltyp som slutgiltigt väljs bör självfallet vara resultatet av en bedömning där samtliga aktuella för- och nackdelar vägs in.

2.2 PRODUKTIONSTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Bergläget bör ligga på mindre djup än 40 m, vid användning av sådana bormaskiner som idag finns allmänt tillgängliga. För små bormaskiner är det djup som kan uppnås med godtagbar kapacitet mindre. Kostnaden för en stål kärnepåle är i stort sett proportionell mot längden. Detta innebär att fördelar med att välja stål kärnepålar minskar med ökande djup till berg. Redan vid ca 20 m djup blir ofta kostnaden för hög för att motivera val av denna påltyp.

2.2.1 Bormaskiner

Bormaskiner som används utomhus för foderörborrning för stål kärnepålar är i allmänhet av samma typ som används även för annan grovhålsborrning i berg. I *figur 3a* visas en KLEMM 806, vilket är en typisk bormaskin för borrning av foderör upp till ca 320 mm diameter.



Fig 3a.
Bormaskin KLEMM 806 för borrning av foderör.

Även andra maskiner, exempelvis Mustang från Atlas Copco, används. Maskinerna betjäns av en förare och en hjälpare. Hjälparen kan betjäna upp till tre maskiner, beroende på borrhingens svårighetsgrad. Både luft- och hydrauldrivna maskiner förekommer. Luftdrivning används företrädesvis för sänkhammarborrning.

Vid arbeten i trånga utrymmen, exempelvis vid grundförstärkningsarbeten i källare, används maskiner som är speciellt konstruerade för att fungera i trånga utrymmen med begränsad ventilation. I *figur 3b* visas en sådan maskin, "Källarmusen", som kan passera genom endast 90 cm breda dörröppningar.

De större maskinerna för utomhusbruk kan hantera upp till ca 6 m långa rörsegment. I källarmiljö kan man behöva gå ned till ca 1 m

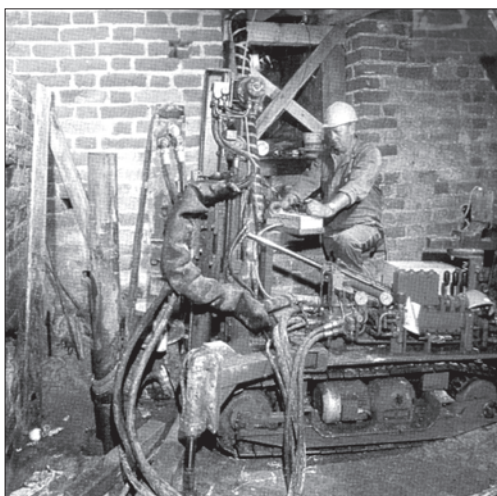


Fig 3b.
Stabilators "Källarmusen" kan borra foderör för stål kärnepålar inne i källarutrymmen.

segmentlängd, eller mindre. Det är givetvis fördelaktigt att använda så långa segment som möjligt. Vid monteringen av kärnor utomhus är det vanligen möjligt att foga ihop upp till 20 m långa kärnor före nedsänkningen. Vid sättning av så långa kärnor krävs en mobil kran. Stålverken levererar som längst 12 m långa kärnor. Skarvning utförs med svetsning eller gängade skarvar av API-typ, som närmare beskrivs i avsnittet "Utförande". Svetsning av grova stålkärnor är ett mycket tidskrävande arbetsmoment. Kontroll av svetsarbetet sker normalt enligt de krav som redovisas i BSK99, eller krav särskilt angivna för objektet.

2.2.2 Borrregulat

Borrningen av foderröret kan ske genom slående och roterande borrning. Borrregulatet kan vara av typen topphammare eller sänkborrhämmer. Borrkronan kan ha centrisk eller excentrisk utformning. I *figur 4a* visas en excentrisk borrkrona av typ ODEX och i *figur 4b* en centrisk borrkrona av typ NOEX.

Valet av borrregulat är viktigt. Generellt kan sägas att den högsta kapaciteten uppnås med sänkborr och excentrisk borrkrona. Lägre kapacitet, men rakare borrhål uppnås med topphammare respektive centrisk borrkrona. I *bilaga 1* visas data för borrdimensioner och övriga uppgifter för några vanliga förekommande system för olika borrhålsalternativ.

Excentrisk borrning togs ursprungligen fram av Stabilator och vidareutvecklades av Atlas Copco och Sandvik i början av 1970-talet. Idag är de vanligaste metoderna för excentrisk borrning ODEX (Atlas Copco) och TUBEX (Sandvik). Flera andra metoder finns, exempelvis den finska metoden SIMPLEX.

Principen för borrning med excentermetoden visas schematiskt i *figur 4a*. Vid borrning genom jord återfinns underst den centriska s k pilotkronan. Närmast över denna finns den excentriska rymmaren. Genom att rymmaren roterar åstadkomms ett tillräckligt stort hål för att skapa utrymme för foderröret. Slagkraften från borraggregatets slagkolv (sänkborrhämmer eller topphammare) träffar delen över rymmaren, medbringaren, på dess översida. Via slagskon, som utgörs av en ring som svetsas fast invändigt nedtill inne i foderröret, överförs slagkraft till foderröret, som därigenom drivs nedåt. Röret roteras inte.

När excenterborrningen är avslutad, dvs foderröret borrats ned till avsett djup, så bringas rymmaren genom motrotation av borsträngen in i ett läge där excenterborrkronan kan tas upp genom foderröret. Bergborrningen kan sedan utföras med enbart bergborrkrona, som framgår av *figur 4a*.

Centrisk borrkrona innebär normalt att borrkronan lämnas kvar. En sådan ringborrborkrona har mindre slitstyrka än en återanvändningsbar krona och är därför billigare. Vid stora rördiametrar utgör kostnaden för ringborrkronan en relativt stor kostnadsandel. Detta bör beaktas vid projekteringsarbetet.

Man kan skilja på två typer av centrisk borrning:

- borrning med roterande foderrör
- borrning med ej roterande foderrör

Borrning med roterande foderrör, exempelvis Atlas Copcos OD-system med samtidigt roterande borrstål och foderrör, är begränsat till mindre dimensioner för de system som är aktuella för stålkärnepålning.

På senare år har system för centrisk borrning med ej roterande foderrör presenterats, exempelvis SYMMETRIX från finska Rotex samt CENTREX från Sandvik och NOEX från företaget Ibex. I *figur 4c* visas funktionen hos Rotex system. Som framgår av figuren kvarlämnas ringborrkronan i sitt läge under foderrörets spets, när foderröret kvarlämnas, såsom är fallet vid utförandet av stålkärnepålar. Notera att foderrörets spetsbärförmåga i hårt berg då kan vara betydande.

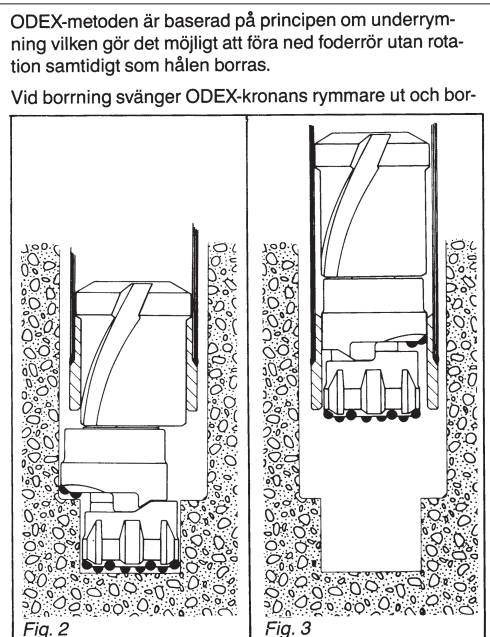


Fig. 2. När önskat djup uppnåtts, backroteras borrmaskinen varvid rymmaren svänger tillbaka till ursprungsläget. Därmed kan ODEX-kronan tas upp genom de i hålet kvarstående foderrören (fig. 3).

Fig 4a.
Excentrisk borrkrona, ODEX.

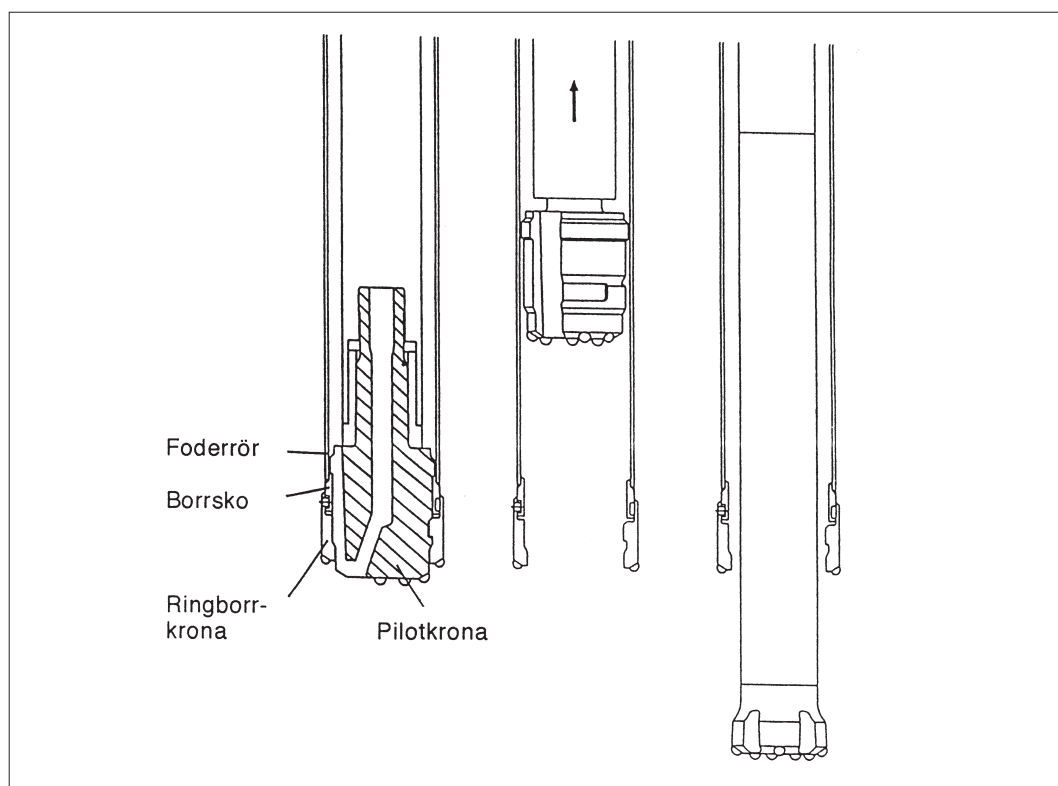


Fig 4b.
Centrisk borkrona, NOEX.

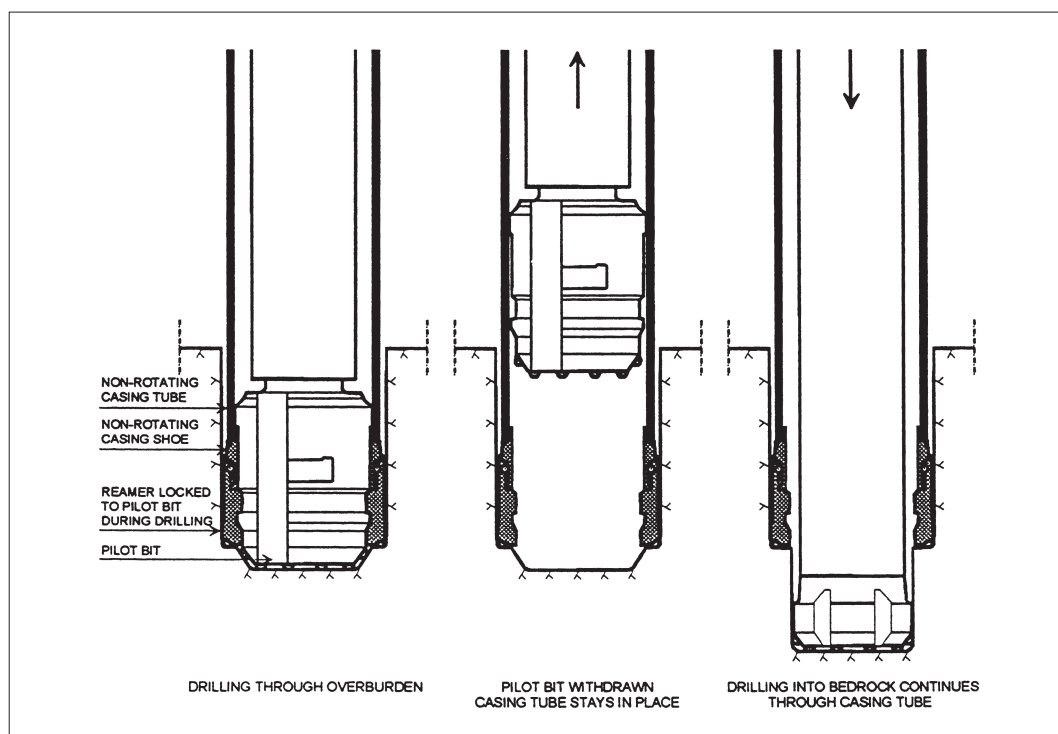


Fig 4c.
Centrisk borkning
med ej roterande fo-
derrör, typ SYMME-
TRIX från finska
Rotex.

2.2.3 Sänkborrhämmare kan medföra mammutpumpeffekt

En omständighet som kräver särskild uppmärksamhet är borkning av foderrör med sänkborrhämmare i finkornig jord av typ silt eller fin sand under grundvattenytan. Teoretiskt skall endast den jord- eller bergvolym som motsvarar foderrörets volym avlägsnas ur jordmassan och transporteras upp till mark-

ytan. Vid bergborkning lyfts lossbortat borkkax från borrhålsbotten framför borkkronan genom hål i denna upp genom foderröret. Detta åstadkomms genom att stora mängder luft sprutas ut genom kronan, varefter luften återvänder in i foderröret och upp genom detta tillsammans med kaxet. Detta framgår av visade detaljer och genomskärningar av borkkronor.

Utförs borkning med sådan utrustning under

grundvattenytan, kan en kraftig vattenströmning in i foderröret uppkomma. Strömningen kan dra med sig jordpartiklar i sådan omfattning att avsevärt större volym än foderrörsvolymen sugas in i röret och avbördas vid utblåsöppningen vid markytan. Resultatet blir en tendens till "tomrumsbildning" i marken, vilket ibland visat sig medföra sättningar på markytan och i mark grundlagda konstruktioner.

Vid foderrörsbörning under grundvattenytan i silt och finkornig sand finns anledning att vid projekteringen välja topphammare, om marksättningar över viss storlek är kritiska. Det finns dock särskilda utformningar av sänkborrhammare som modifierats så att ovan beskrivna mammutpumpeffekt motverkas. Användning av skum som borrhätska är en annan metod som kan minska uppspolningstendenserna. Att, som ibland sker, generellt döma ut sänkborrhammare för foderrörsbörning till stålkärnepålar är därför inte motiverat.

2.2.4 Stålkärnor

Kärnor levereras från stålverk i kallsågat utförande i 6 m eller 12 m längder. De stålsorter som finns tillgängliga är i första hand SS2172, SS2132 (S355J0) och SS2134 (S355J2G3). Diametrarna varierar mellan 80 till 210 mm, med steget 5 mm. Diametertoleransen är normalt 0,8 till 2,4 mm, värdet beroende på kärndiameter. Sortimentet från den svenska ståltillverkaren INEXA visas i *bilaga 3*.

2.2.5 Foderrör

Exempel på ofta använda rördimensioner för ODEX och TUBEX är rör med godstjockleken 5 mm till 6 mm och ytterdiametern 140, 168 och 193 mm. Notera att rördimensioner endast finns i vissa standardstorlekar samt att Vägverket kräver att avståndet mellan kärnans yta och det inre av foderröret skall vara minst 25 mm. Ofta brukar dock 15 mm anses tillräckligt, exempelvis kräver Banverket 15 mm, se BV BRO, BHV 583.10, Utgåva 4, punkt 330.36.

Begränsningen av foderrörstjockleken till maximalt ca 6 mm gäller vid system ODEX. Vid NOEX kan tjockare foderrör användas. Större godstjocklek än 10 mm används dock sällan. Stålsort för foderrör är ofta SS2172.

I *bilaga 7.8* visas en sammanställning av de kombinationer kärnor-foderrör som är de mest frekvent använda där Banverket respektive Vägverket är beställare. Notera Vägverkets krav på avståndet minst 25 mm mellan kärnans mantelyta och foderrörets insida.

2.2.6 Skarvning

Vid projekteringen måste behovet av pålskarvar beaktas. Skarvning av foderrör sker med svetsning, eller, mer sällan, med muffskarv. Skall röret utnyttjas som permanent bidrag till pålens styvhet krävs att svetsarbetet utförs och kontrolleras med beaktande av gällande krav för konstruktionssvetsning. Detta är krav som ibland tenderar förbises.

Kärnor skarvas med svetsning eller med API-gänga. En närmare beskrivning av API-skarv ges i *bilaga 4*. Svetsskarvning kräver fogberedning, förvärmning och andra åtgärder för genomförandet. Särskilt för kärnor med stor diameter, större än 150 mm, blir sådant fogarbete tidskrävande. Gängning av skarvar för kärnor med större diameter än 150 mm utförs normalt inte.

2.2.7 Distanshållare

För att centrera kärnan i foderröret så förses kärnan med distanser placerade på ca 2 till 3 m avstånd i pålens längdriktning. Distanshållarna brukar utgöras av påsvetsade, ca 10 cm långa stållinjaler.

I vissa fall kräver beställare att distanserna utgörs av plast, eller annat icke metalliskt material. Motivet till ett sådant materialval är korrosionshänsyn. I Norge är sådana distanser ett normalt krav. I Sverige föreskriver BRO94 distanser av icke metalliskt material.

En ritning som visar olika konstruktionsdetaljer som används vid stålkärnepålar visas i *bilaga 8*.

2.2.8 Lastfördelningsplatta

Vid påltoppen svetsas en platta för överföring av pålkraften till den anslutande konstruktionen, vanligen en armerad betongkonstruktion. Är pålen enbart utsatt för tryckkrafter så placeras plattan på pålens översida och svetsas fast genom ett hål i plattan, se *figur 5a*. Är det fråga om en påle som skall ta dragkrafter så krävs kraftöverförande plåtar som svetsas till både platta och kärna, se *figur 5b*.

Vid dragen påle bör plåtarna placeras över plattan, om arbetet skall utföras på platsen. Risken är annars att arbetsutförandet och kontrollen blir lidande beroende på "omöjlig" arbetsställning, se *figur 5c*.

2.2.9 Lastöverföring vid pålspets

Om stålkärnepålen utförs med mantelburen kärna (i berg ingjuten kärna) brukar påläggs-svets i form av 3 mm höga ringar på 50 till 100 mm avstånd utföras. Syftet är att förbättra vidhäftningen mellan kärna och omgivande injekteringsbetong och bergborrhål. Även här utförs förvärmning före påläggs-svetsningen.

2.2.10 Förtillverkning av kärnor med tillbehör

Som framgår ovan är det ett flertal arbetsmoment som skall utföras på stålkärnan innan den placeras på plats i foderröret. Svetsarbete i grova stålkonstruktioner utförs med fördel inomhus i verkstadsmiljö.

Vid mantelburna stålkärnor kan nivån som borringen skall ske till bestämmas i förväg. Detta innebär att kärnorna med skarvar, distanser, topp-platta och påläggssvets kan iordningställas på verkstad. Längre kärnelement än ca 12 m kan ofta inte transporteras. Förtillverkade kärnor innebär stora tidsbesparingar i form av minimal tid mellan borring och montage samt hög utförandeckvalitet.

2.2.11 Installation av kärnor

Vid projekteringen bör man ta hänsyn till att kärnorna måste lagras så att de inte har för låg temperatur vid nedsänkningen i foderröret, om detta är fyllt med injekteringsbetong eller grundvatten. Annars kan isbildning på kärnans mantelyta uppkomma då den sänks ned i foderröret.

Projekteringsinsatsen måste också innefatta erforderliga lyftanordningar samt beakta att dimensionerande lasteffekt kan uppkomma under lyftningsfasen, beroende på hur lyftningen sker. Detta gäller exempelvis svetsade fogar i kärnan.

Sammansättning av injekteringsbetong, injektering och montering av kärnor beskrivs närmare under "Utförande".

2.2.12 Verifiering av bärförmåga

Spetsburna stålkärnepålar bärförmåga måste normalt verifieras genom provbelastning av ett lämpligt antal pålar. Kontrollen brukar omfatta minst två pålar. Vilket antal som provas i ett visst projekt bestäms med hänsyn till projektets art och det totala pålantalet samt aktuell utnyttjandegrad. Erforderligt antal provpålar för att uppnå en viss formell säkerhetsnivå redovisas i handboken *Pålgrundläggning*, avsnitt 9:24.

Verifiering av tryckta pålars bärförmåga kan ske med stötvågsmätning enligt CASE-metoden. Beräkning av fallhöjd för olika typer av hejare kan ske med programmet WEAP, eller annan stötvågsbaserad beräkningsmetod. Mer sällan används statisk provbelastning med tryckkraft.

Bärförmågan för stålkärnepålar med mantelburen, i berg fastgjuten kärna, kan verifieras genom anbringande av en statisk dragkraft vid påltoppen. Detta förfarande gäller som verifiering av pålens geotekniska bärförmåga för både drag- och tryckbelastning. Pålens kapaci-



Fig 5a.
Platta vid stålkärna,
enbart tryckkraft.

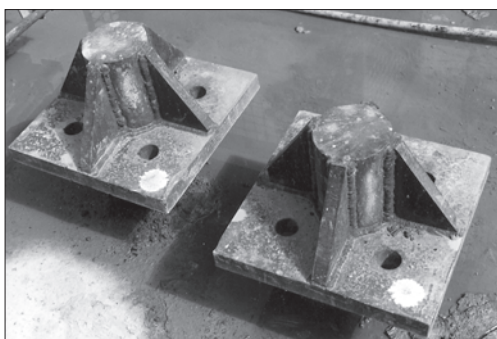


Fig 5b.
Platta vid stålkärna
med dragkraft.



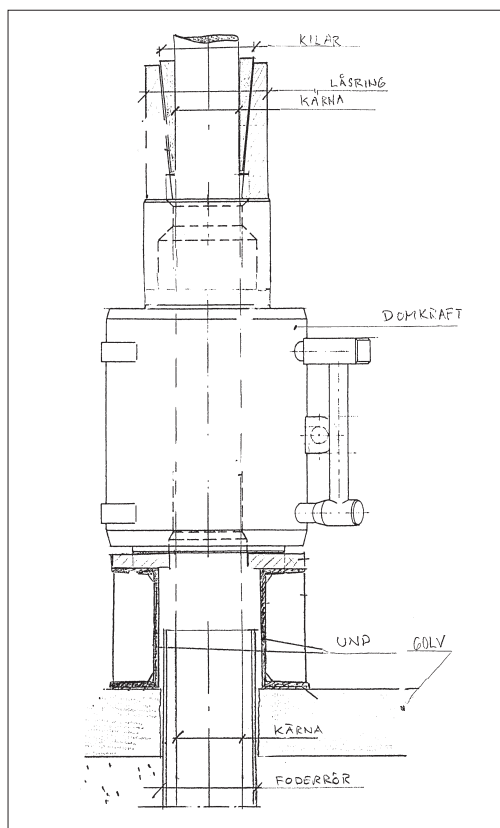
Fig 5c.
Ogenomtänkt place-
ring av svetsfogar
medför försvårat
arbetsutförande.

tet för tryckbelastning är nämligen större än dragkapaciteten. Genom att provdra pålen erhålls därför ett värde på pålens bärförmåga som är på säkra sidan. Dragkraften anbringas genom att en rördomkraft med killås anbringas på den i berget fastgjutna kärnan, se *figur 6*.

Stötvågsmätning kräver en hejare som ger erforderlig stötimpuls, vilket kan innebära tung hejare och ofta också stor fallhöjd. Statisk tryckbelastning erfordrar omfattande mot-hållskonstruktioner. Dragbelastning innebär mindre utrymmesbehov och snabb och säker verifiering av både tryck- och dragkapacitet. Provbekastning upp till 3000 kN har utförts med dragmetoden utan några problem. Domkraften måste ha ett underlag med erforderlig bärförmåga.

Vid verifiering genom provdragning förlängs pålen i motsvarande grad. Om en ingjuten kärna dragbelastas uppkommer dragspänningar i den omgivande ingjutningsbetongen. Motsvarande sprickstorlek bör beräknas och

Fig 6.
Provdragning av
mantelburen stål kärna
fastgjuten i berg.



inverkan analyseras, där så krävs, exempelvis med hänsyn till beständighet.

2.2.13 Provdragning av långa kärnor med liten diameter

När en dragkraft anbringas vid påltoppen på en i foderrör och bergborrhål ingjuten stål kärna uppkommer en förlängning av kärnan och foderröret samt viss expansion av bergmassan kring bergborrhålet. Vid långa stål kärnor med liten diameter kan uppkommande töjning behöva beräknas och motsvarande sprickbildning analyseras.

Om vid provdragningen uppkommande dragsprickor i kringgjutningen bedöms för stora, kan istället provdragning av kärnan ske då kärnan är kringgjuten endast i bergborrhålet. Sedan provdragningen utförts och dragkraften avlägsnats så utförs resterande kringgjutning. Detta motsvarar praxis för provdragning av bergförankrade dragstag.

2.3 FÖRUNDERSÖKNINGAR

Till projekteringsarbetet hör att utföra för projektet nödvändiga förundersökningar. De undersökningar som faller på pålprojektören att ta ställning till är i första hand följande:

2.3.1 Konstruktionskrav relaterade till uppbyggnaden konstruktion

Den uppbyggnads konstruktionens krav vad gäller godtagbara värden för rörelser och vinkeländringar skall klargöras. För maskinfundament måste även egenfrekvenser undersökas.

2.3.2 Omgivningsrelaterade krav

Som exempel på sådana krav kan nämnas tillgängligt utrymme samt godtagbara värden för buller och vibrationer. Man kan räkna med att den intill bormaskinen uppkommande maximala vertikala svängningshastigheten hos markytan, eller ytligt grundlagda konstruktioner, understiger 3 mm/s.

2.3.3 Tillgänglighets- och leveransförhållanden

Det är viktigt att tillräckligt utrymme finns för att tänkt maskinutrustning skall kunna arbeta såsom förutsatt, samt att planerade materialdimensioner och stålsorter finns för leverans inom förutsatta tidsramar.

2.3.4 Geotekniska förundersökningskrav

De geotekniska förundersökningskraven omfattar :

- bergläge (tillräckligt många borrhål)
- bergkvalitet (tryckhållfasthet, E-modul, sprickor, strykning, stupning, slag).
- kärnprover tas upp och provas, om tryckhållfasthet och E-modul skall bestämmas genom provning. Detta utförs dock endast i speciella fall, exempelvis i bergarter där tidigare erfarenhet av stål kärnepålar saknas.
- jordlager (jordarter, mäktighet, densitet, skjuvhållfasthet, korrosivitet)
- grundvattenförhållanden
- borrhållshinder i mark, exempelvis befintliga ledningar.
- angränsande byggnaders och anläggningars tillstånd och grundläggningssätt.

3. Utförande

Sedan för arbetet erforderliga förberedelser utförts består arbetsutförandet i huvudsak av följande moment:

- leveranskontroll
- borrhning av foderrör
- borrhning av bergborrhål
- fyllning av injekteringsbetong
- sättning av stålkärna
- verifiering av bärförmåga för provpålar
- kapning av kärna och montering av topp-platta

3.1 LEVERANSKONTROLL

Vid leverans av kärnor och rör till arbetsplatsen skall kontrolleras att materialet uppfyller specifikationerna avseende:

- materialkvalitet
- dimensioner
- rakhet, rundhet och övriga toleranskrav
- övriga krav

Skador och avvikelser dokumenteras. Inverkan av avvikelserna klarläggs tillsammans med konstruktören innan montering sker. Förvaring och hantering skall ske på lämpligt sätt. Kärnor med is, snö, lera och andra främmande ämnen får inte installeras i foderrör.

3.2 BORRNING

3.2.1 Ansättning

Vid ansättning av foderrör kontrolleras att rörets axelriktning inte avviker mer än förutsatt riktnings tolerans. Vid noggrann uppriktning kan man räkna med en avvikelse som är mindre än 1 grad. Står bormaskinen på mark med dålig bärighet och sker inte ansättningen med kontroll av riktningen kan motsvarande värde uppgå till 3 grader, eller mer. Man bör även räkna med att riktningsnoggrannheten minskar ju flackare pållutning som väljs. *Tabell 3.2.1* ger riktlinjer för normala avvikelser vid olika pållutningar.

Arbetet måste utföras så att toleranser och avvikelser blir likformigt fördelade. Om

Pållutning:	vertikal	4:1	2:1	1:1	1:2
Riktningss- avvikelse °:	2°	2,5°	3°	4°	5°

*Tabell 3.2.1.
Riktningssavvikelse vid
ansättning av borrhning
för stålkärnepålar.*

exempelvis alla pålar under en pelare får en i samma riktning pekande axelavvikelse kan resulterande horisontalkraft vid pålavskärningsplanet bli större än beräknat. Där avvikelser kan få signifikant inverkan skall riktningsarna mätas upp och kontrolleras mot beräkningsförutsättningarna.

Ansättningspunktens planläge kan ske med mycket snäv tolerans om en arbetssula gjutits och ett hål för foderröret borrats i sulan innan ansättningen sker. Toleransen kan då antagas motsvara en cirkel med diametern 2 cm. Att kunna innehålla så liten tolerans är mycket fördelaktigt. Exempelvis behövs då ofta endast en påle under en pelare, istället för en pålplint med två eller tre pålar, vilket ofta krävs vid andra påltyper med större toleransmått.

Där det är viktigt att beräkna borrhkronans spatiella läge (läge i rummet), exempelvis vid stålkärnepålning nära befintliga pålar, måste man utöver ovannämnda toleranser även ta hänsyn till krökningsradien för foderröret. En normal "träffbild" på en bergyta belägen på ca 20 m djup utgörs av en cirkel med en diameter mindre än ca 1 m.

3.2.2 Drivning av foderrör

Vid nedborrningen av foderröret till bergytan, och ned en viss sträcka i berget, skall särskilt iakttas följande förhållanden:

- att borrhsträngen inte kör fast
- att inte för stor mängd material spolats upp
- att de jordlager och jordlagergränser som passeras är de som förutsatts i designskedet
- förekomst av hinder under borrhningen och arten av sådana hinder
- när bergläget påträffas, dvs djupet till berg
- bergytans karaktär, exempelvis håll, trasberg eller slag
- eventuell tendens till glidning i sidled då bergytan påträffas

- förekomst av vatten, särskilt jord- eller bergavsnitt med artesiskt tryck
- eventuell förekomst av föroreningar i marken, exempelvis petroleum.

Arbetsledaren skall ha kontinuerlig kontakt med borrarerna så att bilden av undergrundens beskaffenhet klarläggs i takt med att borrararbetet fortskrider. Eventuella avvikelser från förutsatta förhållanden upptäcks då så tidigt som möjligt.

3.2.3 Bergborrhål

Sedan foderröret borrats ned ca 300 till 500 mm under bergytan, fortsätts borrarbetingen, om det är en mantelburen kärna, med enbart bergborrkronan ned till föreskrivet djup. Även här är det viktigt att borrarerna är uppmärksamma på ett antal faktorer:

- färg och karaktär på uppspolat borrkax
- förekomst av sprickor och slag
- borrarjunkningshastigheten
- spolvattenretur

Om berget bedöms ha godtagbar kvalitet, så är borrarbetingen klar i och med att angivet djup för bergborrhålet nåtts.

3.2.4 Rengöring av bergborrhål och foderrör

När föreskrivet djup nåtts tas borrarbetingen och borrarsträng upp och bergborrhål och foderrör rensas med rent vatten så att kvarvarande borrkax i största möjliga utsträckning spolas upp. Luftspolning för rengöring bör inte användas om grundvattenytan ligger över påspetsnivån, beroende på att mammutpumpens densitet kan uppkomma. På bergborrhålets botten bör man dock räkna med att man efter avslutad spolning alltid har ett lager kax och jordpartiklar som inte kan avlägsnas utan användande av specialmetoder.

3.3 INSTALLATION AV STÅLKÄRNA

Misstänks berg med dålig kvalitet kan vattenförlustmätning utföras för att undersöka bergborrhålets täthet. Tätningsinjektering av borrarbetingen kan krävas innan kärnan monteras och kringgjuts. I berg av god till medelgod kvalitet erfordras dock inte sådana åtgärder. Utförande av vattenförlustmätning samt berginjektering behandlas inte i denna rapport. För beskrivning av sådana arbetsmoment hänvisas till handboken Bygg, del G.

Stoppslagning av kärnan utförs endast om det är fråga om stålkärnepåle med spetsburen

kärna. Mantelburen kärna stoppslås inte, eftersom en sådan påles kringgjutning i berg kan skadas av slagning.

Innan kärnan monteras i foderröret så skall rörets raket kontrolleras. Raketkontroll kan utföras med inklinometer, eller i enklare fall, med tolk. En ofta använd preliminär kontroll utförs genom att en ficklampa färs ned genom foderröret. Ett nödvändigt raketkrav är att ljuset från lampan kan iakttas ända tills lampan når borrhålsbotten. Självfallet ger dock ett sådant lampstest ingen närmare uppgift om pålens krökning.

3.3.1 Skarvning av kärnan

Kärnan kan skarvas liggande till full längd i verkstad, om tillräcklig lyfthöjd finns på arbetsplatsen. Största längd för pålelement bör vara ca 20 m. Vid begränsat utrymme i höjled måste istället kärnan införas i foderröret i delar, vilka successivt skarvas ihop stående.

Skarvning av stående segment sker snabbast med gängad skarv. En sådan skarv är dock kalkylmässigt dyrare än en svetsad skarv. Vid gängad skarvning är det viktigt att uppnå föreskrivet åtdragningsmoment och att använda av skarvtillverkaren specificerat gängmedel. I *figur 7a* visas utformning av svetsad stålkärneskarv. I *figur 7b* visas en gängad skarv av API-typ. API står för American Petroleum Institute. Denna typ av gänga har alltså sitt ursprung i oljeindustrin. Anpassningen till stålkärnor har utförts av Unex AB, som tillverkar API-gångor. Längden på kärnsegment som gängas är idag begränsad till ca 3 m. Gängning av större kärndiameter än 150 mm kräver särskild utrustning och är mycket dyr.

Svetsarbete skall utföras med beaktande av de krav som anges i specifikationer och föreskrifter för pålningen. Vanligen gäller BSK 99 (Bestämmelser för Stålkonstruktioner), där detaljerade krav för arbetsutförande och kontrollinsats anges. Det är särskilt viktigt att innehålla raketstoleransen för skarvarna i kärna och foderrör. Ofta anges värdet 1:300. Rättskiva med tillräcklig längd krävs för att uppnå denna raket. Symmetrisk svetsning (två svetsare, eller svetsautomat), kan erfordras för att inte ensidiga värmespänningar skall åstadkomma för stor raketavvikelse. Notera att problem uppkommer vid försök att placera en alltför krökt kärna i ett foderrör. Motsvarande problem uppkommer givetvis om foderröret är för krökt. Raketkontrollen uppfylles således i viss mån automatiskt. Orsaken till för stor krökighet är ofta vid skarvning uppkommen vinkeländring i svets-skarvar. I enstaka fall har vid leveransen krökta kärnelement medfört problem.

Behovet av anpassad arbetsställning vid svetsningsarbetet får inte underskattas. I trånga utrymmen kan det vara svårt, eller omöjligt, att uppnå godtagbara förutsättningar för utförande av svetsarbete av godtagbar kvalitet. I sådana fall bör användning av gängade skarvar användas.

Utöver svetsning av skarvar utförs också svetsning av distanser och, för i berg ingjutna stålkärnor, svetsning av "rillor" (påläggssvetsning) på den del som skall gjutas in i berg. Där det krävs att distanser skall utgöras av icke metalliskt material, exempelvis plast, kan fastsättning på kärnan ske med limning. Utformning av distanser respektive rillor visas i figur 8a respektive figur 8b.

Distansernas uppgift är att centrera stålkärnan i foderröret. Rillornas funktion är att öka vidhäftningen mellan stålkärnemanteln och den omgivande ingjutningen.

3.3.2 Installation av kärna

Vid inlyftning av skarvad kärna skall lyftning ske enligt av konstruktören anvisad metod. För svetsskarvar kan nämligen dimensionerande lasteffekt uppkomma under lyftskedet. Lyftning och montering av kärna i foderrör kräver normalt lyftanordning i form av kran eller motsvarande.

Vid stående installation med successiv skarvning stöds underdelen av kärnan mot foderröret. Vid långa kärnor kan den tyngd som vilar på röröverkanten bli betydande när det sista kärnsegmentet monteras.

Som nämnts får inte kärnan ha för låg temperatur då den sänks ned i ett vatten- eller betongfyllt foderrör. Är temperaturen alltför låg kan kringgjutningen bli dålig och dessutom is bildas kring kärnan så att nedsänkningen hindras. Självfallet skall också kärnan vid sättningen vara rengjord så att kringgjutningen får fullgod kvalitet över hela kärnans mantelyta. Lera, olja, färg och liknande är exempel på beläggningar som skall avlägsnas.



Fig 7a.
Svetsskarv i
stålkärna.



Fig 7b.
Gängad API-skarv
för stålkärna.

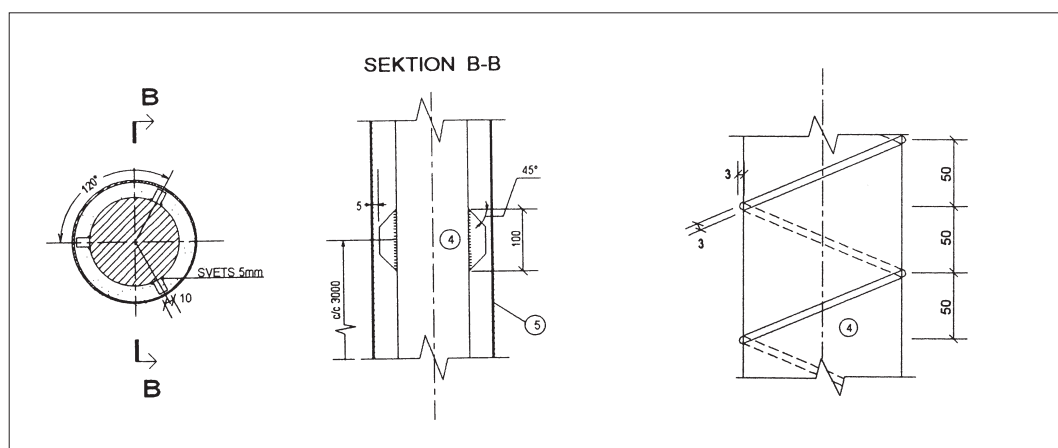


Fig 8a (t v).
Distanser för centrering
av kärna.

Fig 8b (th).
"Rillor" på i berg in-
gjutet kärnavsnitt.

3.3.3 Stoppslagning av spetsburen kärna

Vid stålpålar med spetsburen kärna stoppsläs kärnan. Stoppslagningen har tre syften:

- att kärnans spets skall penetrera på borrhålsbotten kvarvarande kax och jordpartiklar
- att åstadkomma anliggning mellan berg och hela kärnans ändyta
- att verifiera spetsunderlagets bärförmåga

Stoppslagningen kan utföras med pneumatisk hejare eller fallhejare. Används en luftdriven hejare brukar kravet på slagkolvens vikt vara att den skall väga lika mycket som 2 meter av pålen. För grova stål kärnor leder detta till tunga hejare. Den tillåtna sjunkningen brukar anges som en maximal sjunkning per minut för pneumatiska hejare respektive en maximal sjunkning per 10 slag för fallhejare. Minst 3 serier med 10 slag utförs. En nackdel med lättare fallhejare är den stora fallhöjd, ofta mer än 2 meter, som krävs för verifiering av större pållaster. Används tyngre hejare (3 ton) kan fallhöjden minskas. Det är viktigt att tydlig hejarstuds uppnås. Detta indikerar att kärnan penetrerat kvarvarande kax och nått bärkraftigt berg.

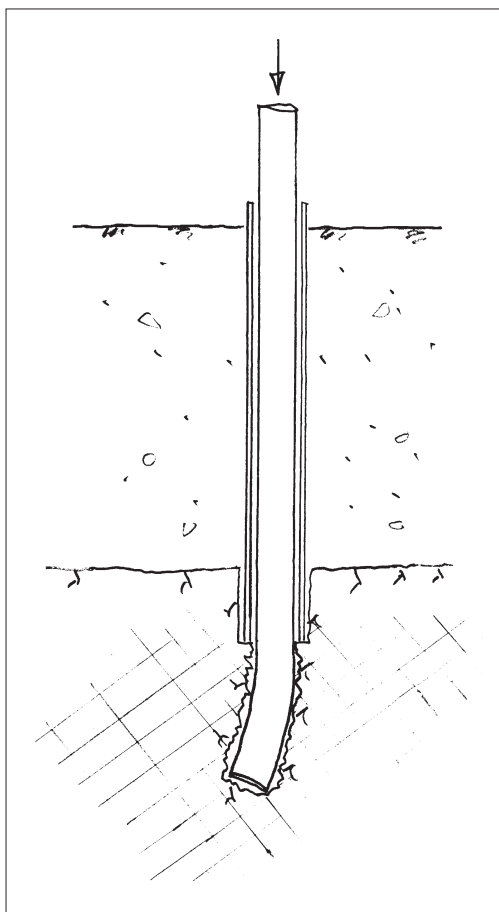


Fig 9.
Vid spetsburna stål kärnor kan det finnas risk för utslagning av kärnan i dåligt berg.

Ett problem som i vissa fall uppkommit med spetsburna kärnor är att de vid berg med slag, krosszoner eller låg bärförmåga slås genom borrhålsbotten och vidare ut i bergmassan under bergborrhålets botten. Detta medför några olika nackdelar:

- drivningen kan bli omfattande innan föreskrivet stoppkriterium uppnås.
- extra skarvning kan krävas.
- kärnan blir inte kringgjuten på den under borrhålsbotten drivna sträckan.
- kärnan kan krökas eller deformeras

I det fall kärnan på detta sätt slagits ut i berget (*figur 9*) kan beställaren kräva att kärnan på hela sin längd skall kringggjutas, vilket medför att kärnan måste tas upp och borrarningen av bergborrhålet fortsätts tills bärkraftig borrhålsbotten påträffas, varefter kärnan åter sätts ned och förnyad stoppslagning utförs. Uptagning av en kärna som penetrerat borrhålsbotten kan visa sig svår, eller omöjlig, att genomföra. Kan en sådan kärna inte tas upp kan en ersättningspåle krävas.

En annan nackdel med stoppslagning är att de upprepade stötimpulserna mot bergbottenytan medför en minskning av spetsunderlagets hållfasthet. Orsaken är de sprickor i berget som uppstår vid de upprepade stötblastningarna.

Sammanfattningsvis gäller att spetsburna stål kärnepålar innebär en viss risk för ej förutsedda arbetsinsatser. Det är således mycket viktigt att man i förväg är säker på att berget är tillräckligt homogent och har tillräcklig hållfasthet där borrararen avslutar bergborrhålet.

3.3.4 Montering av mantelburen kärna

Ovannämnda risker med spetsburna kärnor undviks med mantelburna kärnor. En sådan kärna räknas bärande enbart på den sträcka kärnan är ingjuten i bergmassan. Spetsmotståndet försummas, vilket eliminerar kravet på kontakt mellan kärnans spets och borrhålsbotten, dvs stoppslagning behövs inte.

Den ökade kärnlängden i berg för mantelburna kärnor innebär motsvarande högre kostnad för bergbörning och kärnmaterial jämfört med spetsburen kärna. Emellertid är kostnadsökningen måttligt stor samtidigt som ett flertal fördelar uppnås, nämligen

- minskat behov av rengöring av borrhålsbotten
- inget behov av stoppslagning
- ingen risk för inslagning av kärna i berg, med motsvarande förseningar och extra kostnader

Dessa fördelar med mantelburen kärna framför spetsburen kärna, har medfört att andelen stål kärnepålar utförda med mantelburen kärna ökat. Idag är utformningen med mantelburen kärna vanligare än med spetsburen, stoppslagen kärna.

3.4 KRINGGJUTNING AV KÄRNAN

Kringgjutning av kärnan sker med injektionsbetong. Vattencementtalet brukar väljas till 0,45. Kravet på tryckhållfasthet motsvarar i allmänhet K40. I vissa fall tillsätts flytmedel, beroende på hur fyllning skall ske. Krymp-hämmande medel, t ex 1 viktsprocent Intra-plast A brukar tillsättas. Där BRO 94 gäller anges särskilda krav på tillverkning, utförande och kontroll för injektionsbetong. I vissa fall begränsar aktuella miljökrav möjligheterna att använda vissa tillsatsmedel.

Kringgjutningen kan ske på två olika sätt:

- nedsättning i foderrör fyllt med betong
- nedsättning i ofyllt foderrör

Det ursprungligen använda metoden var att placera kärnan i det tomma eller vattenfyllda foderröret, varefter kringgjutning skedde med slang som mynnade vid borrhålsbotten. En idag vanligare metod är att istället fylla upp hela foderröret med betong och sedan sänka ned kärnan i det fyllda foderröret.

3.4.1 Fyllning av foderrör vid inläckande vatten

För ett foderrör vars överände mynnar under en närliggande fri vattenyta, eller grundvattenyta, kan inläckage av vatten i röret uppkomma, se figur 10.

Vattenflödet in i ett foderrör eller bergborrhål kan i vissa fall vara så stort att fyllning av injektionsbetongen inte kan ske utan risk för separation. Vid tillräckligt begränsat flöde kan då tätning av sprickor och otätheter i bergmassan ske med hjälp av berginjektering. Om vatteninflödet är mycket stort kan foderrörsöverkanten höjas för att minska vattnets tryckgradient. Vid stora vatteninflöden kan injektering och omborrning erfordras.

3.4.2 Nedsättning av kärna i betongfyllt foderrör

Här fylls foderröret med kringgjutningsbetong upp till överkanten. Fyllningen sker i torrt eller grundvattenfyllt foderrör med slang som under hela gjutningen hålls ned så att den mynnar vid berghålsbotten. Pumpning sker tills rent betongmaterial strömmar ut vid foderrörets överkant. Slangen lyfts sedan under fortsatt pumpning. Inpumpning av injektionsbetong avbryts först då slangändan når foderrörsöverkanten. Under några minuter kontrolleras sedan att betongytan inte sjunker nämnvärt. Att ytan inte sjunker innebär att bergborrhålet inte läcker ut betong. Betongen

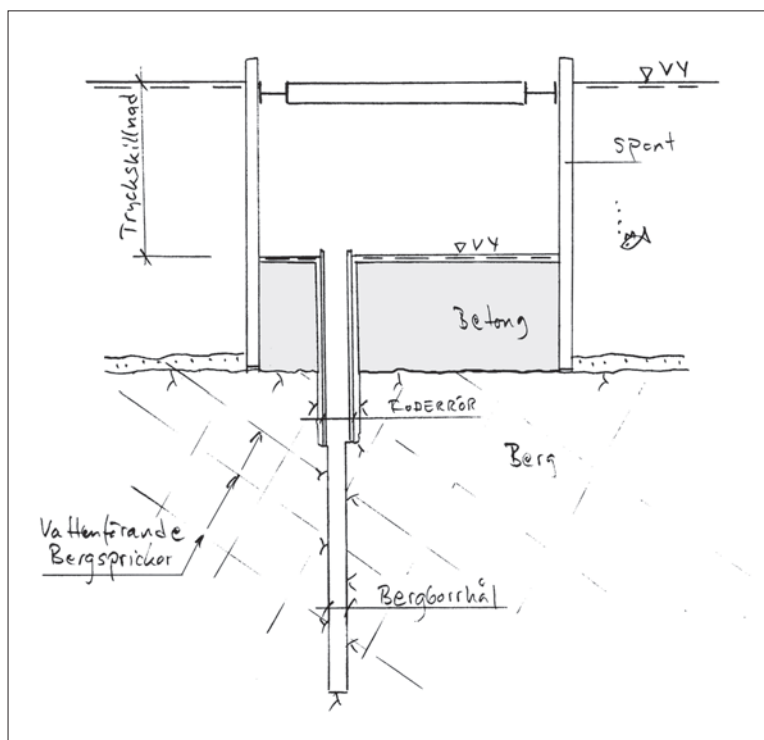


Fig 10.
Exempel på situa-
tion där inläckage
av vatten i foderrör
kan uppkomma

kan då beräknas omge hela kärnan när den sänks ned. När sänkning av kärnan sker så pressas större delen av den ifyllda betongen upp över foderrörskanten och går förlorad.

Med syftet att undvika denna förlust kan man ibland bevittna hur foderröret endast fylls med så mycket betong att betongen precis skall nå upp till foderrörets överkant utan att strömma över kanten, då kärnan sätts ner. Detta tillvägagångssätt är emellertid inte att rekommendera, eftersom ett läckande bergborrhål då kan undgå upptäckt. Ett sådant läckage kan leda till att kärnan inte blir helt kringgjuten, vilket medför sämre korrosionsskydd och kanske också lägre bärförmåga än beräknat.

Sjunker betongöverytan i ett på detta sätt uppfyllt foderrör förekommer läckage. Foderrör och bergborrhål spolas då ur varefter tätning av läckaget utförs. Läckstället kan lokaliseras med vattenförlustmätning. Tätning kan ske med berginjektering.

3.4.3 Nedsättning av kärna i icke betongfyllt foderrör

När kärnan sätts med i ett foderrör utan föregående betongfyllning så sker fyllning efter monteringen av kärnan genom en slang som mynnar vid kärnans botten. Vid litet avstånd mellan kärna och rör fästs en bandformad slang vid kärnan med tape före nedsänkningen. Slangen lämnas i så fall ofta kvar då gjutningen är klar, dvs då injekteringsbetongen nått överkanten på foderröret. Pumpningen av kringgjutningsbetongen skall ske tills ren betong tränger upp vid röröverkanten. En fördel med denna metod är den mindre förbrukningen av injekteringsbetong jämfört med utförandet att sätta kärnan i ett helt betongfyllt foderrör.

Betongfyllning med hjälp av slang används även då foderröret är fyllt med grundvatten. Någon länsning av foderröret före gjutningen krävs således normalt inte.

3.5 KAPNING AV FODERRÖR OCH KÄRNA

Foderrör kapas med skärande låga eller rondell. Kapning av kärnan bör om möjligt utföras innan kärnan monteras i foderröret. Kapningen av en ingjuten kärna sker med automatsåg eller skärande låga. Vid grövre ämnen blir kapningsarbete som utförs på platsen omfattande. Kapsnittet skall bearbetas till plan anliggning om tryckfördelningsplatta skall placeras ovanpå kärnänden.

Stålkärnan skall kapas vinkelrätt mot kärnans längdaxel, om inte annat föreskrivs.

3.6 MONTERING AV LASTÖVERFÖRANDE PLATTA

Normalt gjuts toppen av stålkärnepålen in i en armerad betongkonstruktion. För att överföra kraften till pålen monteras en stålplatta på eller nära påltoppen. Vanligen används svetsning, vilket kräver förvärmning, se BSK 99. För stora plattor kan montagearbetets omfattning på platsen bli tidskrävande.

I vissa fall kan lastöverföring upptill ske med hjälp av påsvetsade rillor på samma sätt som utefter kärnans ingjutning i berg, exempelvis om stålkärnepålen gjuts in i en pelare.

Ett alternativ till att svetsa plattan till kärnan på platsen är att på verkstad sammanfoga plattan och ett kort kärnsegment som i sin andra ände har en API-gänga. Plattan kan då monteras på arbetsplatsen utan att svetsning behöver utföras, vilket minskar monteringstiden och befrämjar hög kvalitet. En sådan plattkonstruktion kan utformas så att den kan ta upp både tryck- och dragbelastning.

Som nämnts i avsnittet "Projektering" förklarar arbetet på platsen om kärnan levereras komplett med monterad platta och utförd påläggssvets, där sådan krävs. Motsvarande tidsvinst kan med god marginal uppväga den extra bergborrning som krävs för att kunna använda sådana färdigtillverkade kärnor av i förväg bestämd längd.

3.6.1 Enbart tryckta stålkärnepålar

Vid enbart tryckta kärnor placeras vanligen en tryckplatta av stål på kärnans överände. Tryckkraften överförs genom direkt anliggning, vilket kräver bearbetning (slipning) av kärnans ändyta. För att fixera plattan under gjutningen svetsas plattan till kärnändytan genom ett hål i plattan.

Plattans godstjocklek brukar väljas till ca 50 till 60 mm. Väljs en tunnare platta kan avstyvningar som svetsas till kärnan erfordras. I allmänhet är det dock bättre att välja en så tjock platta så att sådant svetsningsarbete på platsen elimineras.

3.6.2 Stålkärnepålar med dragkraftbelastning

För kärnor med betydande dragbelastning krävs långsgående plåtar som svetsas till både kärna och platta. Ur arbetsteknisk synpunkt är det en stor fördel att placera dessa plåtar **över** plattan, som visas i *figur 5b*. Även för tryckbelastade stålkärnepålar kan denna utformning tillämpas, vilket eliminerar behovet av planbearbetning av kapsnittet.

4. Dimensionering

4.1 LASTEFFEKT

Dimensioneringen syftar till att konstruktionsmässigt säkerställa pålarnas funktion under deras livslängd samt att även i övrigt uppfylla de krav som specificeras av beställaren. Den dimensionerande bärförmågan skall påvisas vara större eller lika med den dimensionerande lasteffekten i olika specificerade gränstillstånd.

Med **lasteffekt** avses observerad eller beräknad inverkan av krafter som påverkar pålen. För beräkning av lasteffekt gäller i allmänhet föreskrifter från Vägverket, Banverket eller Boverket. Även i de fall ingen av dessa myndigheter är beställare, brukar krav som liknar de som dessa myndigheter och beställare ställer för beräkning av lastinverkan gälla.

Lasteffekten utgörs av en nominell lastinverkan multiplicerad med en lastfaktor, vars storlek bl a avser beakta sannolikheten för att lasten kan vara större än ett genomsnittsvärde och hur ofta lasten uppträder. I denna rapport behandlas inte beräkning av lasteffekter. Endast axialkraftbelastade pålar tas upp i rapporten. Pålar påverkade av momentbelastning, olika typer av tvång och samverkan med uppburna konstruktionselement, ingår inte.

Den dimensionerande lasteffekten kan vara given i något av följande gränstillstånd:

- brottgränstillstånd
- bruksgränstillstånd
- olyckslast
- brand eller fortskridande ras

Beroende på hur snabbt pållasten varierar i tiden benämns lasteffekten **statisk** eller **dynamisk**. Laster som verkar med variabel storlek så många gånger att utmattningsfenomen uppkommer, benämns **utmattningslaster**.

4.2 DIMENSIONERANDE BÄRFÖRMÅGA, LASTKAPACITET OCH GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA

Stålkärnepålens **dimensionerande bärförmåga** är det lägsta av värdena för **lastkapaciteten** respektive den **geotekniska bärförmågan**.

Lastkapaciteten utgörs av den i jorden installerade pålens bärförmåga med avseende på brott i pålmaterialet. Brott i pålmaterialet beror i vissa fall av omgivande jords egenskaper, exempelvis markens skjuvhållfasthet och bäddmodul. Lastkapaciteten är därför avhängig jordens geotekniska egenskaper, främst den odränerade, reducerade skjuvhållfastheten.

Den **geotekniska bärförmågan** för stålkärnepålar avser den bärförmåga som begränsas av brott i bergmaterialet kring eller under pålen.

Även brott i injekteringsbetongen, där den inte omges av foderröret, innefattas i denna rapport i begreppet stålkärnepålens geotekniska bärförmåga.

Ett kriterium som kan bestämma pålens dimensionerande bärförmåga är stålkärnepålens **rörelser** för viss lasteffekt. Kravet på rörelsebegränsning kan medföra att hållfastheten i pålmaterialet inte kan nyttjas fullt ut. När det inte är uppenbart att aktuella rörelser är tillräckligt små skall alltid stålkärnepålens rörelse för lasteffekten ifråga undersökas. Särskilt gäller detta för stålkärnor med liten diameter.

Partialkoefficienter enligt gällande föreskrifter förutsätts bli tillämpade vid dimensioneringen. De partialkoefficienter som antages gälla i denna rapport är de som redovisas i BKR 1999, BSK 99 samt BBK 94. Dessa handböcker uppfyller normalt de krav som ställs för broars och huskonstruktioners grundläggning. EU-standard samt utländska byggregler redovisar liknande, men inte identiska, partialkoefficienter. Observera att en viss uppsättning partialkoefficienter alltid bör antagas kopplad till ett motsvarande sätt att beräkna lasteffekt. Användning av partialkoefficienter enligt BBK 94 och BSK 99 förutsätter således

att lasteffekten för stålkärnepålen beräknats på ett mot dessa handböcker svarande sätt, exempelvis enligt BKR99 (Boverkets Konstruktionsregler) och BBR 99 (Boverkets Byggregler 94).

4.3 LASTKAPACITET

En stålkärnepåles lastkapacitet beror av flera olika faktorer. De viktigaste är:

- materialhållfasthet för stål, foderrör och kringgjutning
- omgivande jords hållfasthets- och deformationsegenskaper
- egenspanningar i stålaterialet
- pålens intitiella krokighet före belastning

4.3.1 Stålmaterialets hållfasthet

Reglerna för dimensionering av stålkonstruktioner styrs av föreskrifter och normer, som tillsammans kan leda till ganska komplexa samband. Som exempel kan nämnas BRO94 som med det nationella tillämpningsdokumentet (NAD) till SS EN 10025 säger att flera stålqualiteer, däribland S355J2G3, inte får användas i svetsad konstruktioner om godstjockleken överstiger 30 mm. Anledningen är att svetsbarheten inte anses tillräckligt bra. Normaliserat stål, som S355N, har bättre svetsbarhet, men här gäller SS EN 10113 med tillhörande NAD endast för godstjocklek upp till 63 mm. Enligt supplement 4 till BRO94 så räknas pålar som huvudkonstruktion, vilket bl a innebär att svetsar alltid skall kontrolleras med oförstörande provning.

Normer och regler av detta slag, tillsammans med den praxis som beställare accepterar, förändras varför det är väsentligt att vid dimensioneringsarbetet noga ta reda på vad som gäller för det aktuella objektet.

4.3.1.1 Kärnor

Beräkningen av lastkapaciteten i denna rapport sker i enlighet med BSK 99 (Bestämmelser för Stålkonstruktioner 1999). Karakteristiska hållfasthetsvärden (f_{yk}) för stål är där endast angivna upp till 100 mm godstjocklek.

Stålkärnor kan emellertid idag som nämnts ha en godstjocklek upp till 210 mm. Den värde för f_{yk} som ståltillverkaren INEXA anger för sina stålkärnor i intervallet 80 - 210 mm visas i tabell 4.3.1.1. Som en jämförelse visas motsvarande värden enligt BSK 99 för intervallet 80 -100 mm.

Av tabellen framgår att värdet f_{yk} lika med 300 MPa är i överensstämmelse med både INEXA:s specifikation och BSK 99, med kärndiametrar upp till 100 mm. Vid grövre kärnor och kärnor förutsätts att värden enligt INEXA:s specifikationer väljs.

4.3.1.2 Foderrör

Karakteristiska hållfasthetsvärden (f_{yk}) för vanliga stålsorter för foderrör visas i tabell 4.3.1.2. Värdena avser godstjocklek upp till 16 mm.

Tabell 4.3.1.2 Karakteristiska hållfasthetsvärden f_{yk} för foderrör enligt BSK 99

Stålsort enl SS-EN10 025 (kvalitetsklass)	f_{yk} , BSK99, MPa 0-16 mm, godstjocklek
S235JRG2 (SS1312)	235
SS2172	320 (ej med i BSK99)
S355J0 (SS2132) (B)	355
S355J2G3 (SS2134) (D)	355

Av tabellen framgår att värdet f_{yk} för foderrören varierar mellan 235 MPa upp till 355 MPa, beroende på stålsort. Värdena B och D avser beteckningar för seghetsklass. Godstjockleken för foderrören är normalt ca 5 till 6 mm vid excenterbörning. Med centrisk borrkrona kan grövre godstjocklek användas, exempelvis 10 mm.

4.3.2 Injekteringsbetong

Injekteringsbetongen kan beräknas motsvara hållfasthetsklass K35 till K40. Enligt BBK 94 (Bestämmelser för Betongkonstruktioner) gäller följande karakteristiska värden för tryck- respektive draghållfasthet:

Tabell 4.3.1.1
Karakteristiska hållfasthetsvärden f_{yk} för kärnor från INEXA samt värden enligt BSK 99.

Stålsort enl SS-EN10 025 (kvalitetsklass)	f_{yk} , INEXA, MPa (80 - 210 mm, kärna)	f_{yk} , BSK99,MPa (80 - 100 mm, kärna)
SS2172-01 (utgått)	300	300
S355J0 (SS2132-01) (B)	330	315
S355J2G3 (SS2134-01) (D)	330	315

Tabell 4.3.2 Karakteristiska hållfasthetsvärden f_{ck} och f_{ctk} för betong enligt BBK 94, 2.4.1, 2.4.2

Hållfasthetsklass	f_{ck} , MPa (tryckhållfasthet)	f_{ctk} , MPa (draghållfasthet)
K35	25,0	1,80
K40	28,5	1,95

4.3.3 E-moduler

För stål- respektive betong gäller enligt BSK 99 och BBK 94 följande karakteristiska värden för E-moduler:

Tabell 4.3.3 Karakteristiska värden för E-moduler enligt BSK 99 och BBK 94.

Material	E-modul E_{sk} , GPa	E-modul E_{ck} , GPa
Stål	210	-
Btg K35	-	31
Btg K40	-	32

4.3.4 Partialkoefficienter för påmaterial

För beräkning av dimensionerande värde för hållfasthet divideras det karakteristiska värdet med partialkoefficienterna γ_m som avser spridning i materialegenskaper och γ_n som avser säkerhetsklass. Allmänt gäller således

$$f_d = f_k / (\gamma_n \gamma_m) \quad (1)$$

där

f_d = dimensioneringsvärde

f_k = karakteristiskt värde

4.3.4.1 Säkerhetsklass, partialkoefficient γ_n

Vid dimensionering i **brottgränstillstånd** skall partialkoefficienten γ_n väljas som följer :

- säkerhetsklass 1 $\gamma_n = 1,0$
- säkerhetsklass 2 $\gamma_n = 1,1$
- säkerhetsklass 3 $\gamma_n = 1,2$

Vid dimensionering i **övriga gränstillstånd** sätts $\gamma_n = 1,0$. Undantag kan dock föreskrivas i vissa fall, varför giltigheten av att antaga $\gamma_m = 1,0$ i det enskilda fallet alltid bör kontrolleras.

4.3.4.2 Material, partialkoefficient γ_m

I **brottgränstillstånd** väljs partialkoefficienter γ_m för de i stålärnepålar ingående materialen enligt BBK 94 och BSK 99 enligt följande:

Tabell 4.3.4.2 Partialkoefficienter γ_m för stål och för betong i **brottgränstillstånd**.

	hållfasthet	E-modul
Stål	1,0	1,0
Betong	1,5	1,2

Vissa tillägg och avdrag för värdena redovisas i BBK 94 avsnitt 2.3.1 respektive BSK 99 avsnitt 3.42. Beroende på stålmaterialens toleranser kan exempelvis γ_m behöva antas till 1,10 istället för 1,0. I denna rapport antas dock att värdena enligt tabellen ovan gäller.

I **bruksgränstillstånd** sätts γ_m normalt till 1,0

I gränstillstånden **olyckslast** samt **fortskridande ras och brand** sätts också $\gamma_m = 1,0$. Ett undantag värt att notera är att γ_m för beräkning av dimensionerande hållfasthet för betong vid dessa gränstillstånd, enligt BBK 94 avsnitt 2.3.1, skall sättas till värdet 1,2, vilket ibland förbises.

4.3.5 Arbetskurvor

För att beräkna det sammansatta tvärsnittets kapacitet då det belastas av normalkraft och böjande moment kan arbetskurvor för stål respektive betong enligt BSK 94 avsnitt 3.43 respektive BBK 94 avsnitt 2.4.5 användas, se figur 11a, 11b och 11c.

Fig 11a.
Arbetskurva för
stål enligt BSK 99.

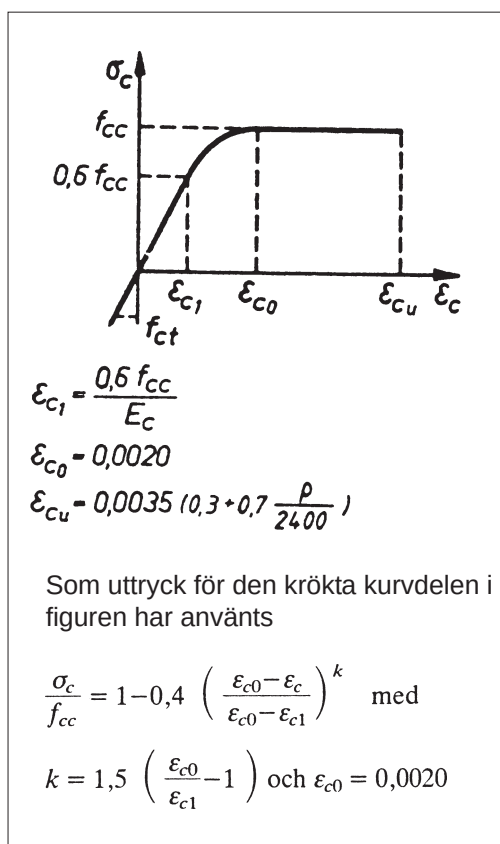
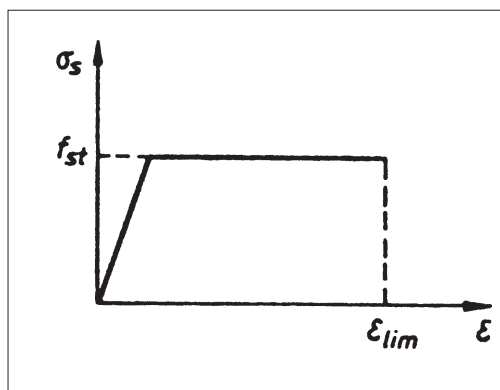
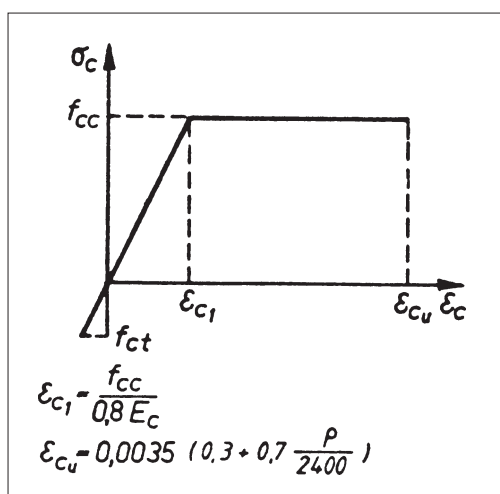


Fig 11b.
Arbetskurva för
betong enl BBK 94.

Fig 11c.
Förenklad arbetskurva
för betong enligt
BBK 94. Får endast
användas om medel-
tryckspänningen inte
överstiger $0,6f_{cd}$



4.3.6 Begränsning av betongens stukning

Enligt BBK 94 avsnitt 3.6.2 gäller följande begränsningar för betongens stukning :

- medelvärde i tvärsnittet $\epsilon \leq 2,0 \text{ ‰}$ (gäller endast osprucket tvärsnitt)
- maximalt kantvärde $\epsilon \leq 3,5 \text{ ‰}$

4.3.7 Begränsning av spänningar vid långtidsbelastning

Vid stor tryckpåkänning i betongen erfordras enligt BBK 94 avsnitt 4.4 särskild utredning av krypdeformationernas storlek och inverkan om:

- medeltryckspänningen vid långtidslast överstiger $0,1f_{ck}$ av yttre normalkraft
- kantryckpåkänningen, orsakad av långtidslast, överstiger $0,6f_{ck}$

Den senare föreskriften leder ofta till att konstruktören väljer att utnyttja betongtvärsnitt upp till kantryckpåkänningen $0,6f_{ck}$ för långtidsbelastning. Under förutsättning att uppkommande krypdeformationer kan accepteras kan dock högre utnyttjande tillämpas.

4.3.8 Tvärsnittets maximala lastkapacitet

För beräkning av tvärsnittets **teoretiska** maximala lastkapacitet N_{plRd} att i brottgränstillstånd uppbära helt centrisk normalkraft, kan de olika delarnas bidrag summeras enligt följande:

$$N_{plRd} = A_{rör} f_{drör} + A_{btg} f_{cd} + A_{kärna} f_{dkärna} \quad (2)$$

där

$A_{rör}$ = stålrörets area

A_{btg} = betongfyllningens area

$A_{kärna}$ = kärnans area

$f_{drör}$ = rörets dimensionerande hållfasthet

f_{cd} = betongens dimensionerande hållfasthet

$f_{dkärna}$ = kärnans dimensionerande hållfasthet

■ Exempel 1:

kärna: 80 mm, SS2172

rör: ytterdiameter 136 mm, godstjocklek 3 mm (efter avrostning 2 mm), SS2134

betong: K40, ytterdiameter 130 mm, innerdiameter 80 mm

säkerhetsklass: 3

gränstillstånd: brottgränstillstånd

$$\begin{aligned} A_{\text{kärna}} &= 50,3 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{btg}} &= 82,5 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{rör}} &= 12,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{ydkärna}} &= 300/1,2 = 250,00 \text{ MPa} \\ f_{\text{cd}} &= 28,5/(1,5 \cdot 1,2) = 15,83 \text{ MPa} \\ f_{\text{ydrör}} &= 355/1,2 = 295,83 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{kärna}} &= 1257,5 \text{ kN} \quad (71 \%) \\ F_{\text{btg}} &= 130,5 \text{ kN} \quad (7 \%) \\ F_{\text{rör}} &= 370,8 \text{ kN} \quad (22 \%) \end{aligned}$$

$$F_{\text{summa}} = 1758,8 \text{ kN} \quad (100 \%)$$

Av exemplet framgår att kärnan svarar för ca 70 % av bärförmågan i exemplet. För kärnor med större diameter och tunnare betongfyllning är andelen ännu större. Normalt intervall är ca 70 % till 80 %.

Detta motiverar den ofta tillämpade approximationen att räkna enbart kärnan som axiellt bärande. Med detta antagande undviker man också frågan om hur axiallast förs över från kärnan till betongen och foderröret.

Inneslutningseffekter kan motivera ytterligare höjning av den axiella bärförmågan enligt ekv. 2, genom att den av foderröret inneslutna betongens hållfasthet är större än det med ovan förutsatta värdet f_{ck} , som utgör tryckhållfastheten hos en fristående provcylinder. En sådan höjning ställer dock vissa krav på begränsning av stålärnepålens slankhet och första ordningens böjmoment. Eftersom betongens bidrag till bärförmågan för stålärnepålar normalt är ganska liten är det motiverat att försumma den inneslutningsrelaterade ökningen av betonghållfastheten.

4.3.9 Lokal buckling av foderrör

Rörets tjocklek efter avrostning kan bli relativt liten, vilket innebär att lokala formavvikelser kan medföra en inte försumbar nedsättning i bärförmågan. Det är därför motiverat att kontrollera röret för lokal buckling. Enligt EC4 (*Eurocode 4. Design of Composite Steel and Concrete Structures*, avsnitt 4.8) kan säkerheten mot lokal buckling anses tillräcklig om

$$D/t \leq 90\epsilon^2 \quad (3)$$

$$\text{där} \quad \epsilon = (235/f_{\text{yk}})^{0,5} \quad (4)$$

där
 f_{yk} = karakteristisk hållfasthet, MPa
 D = rörets ytterdiameter
 t = rörets godstjocklek

För normalt förekommande foderrör utgör lokal buckling inget problem. Detta gäller även foderrör vars godstjocklek minskats genom avrostning. Antas exempelvis en så liten godstjocklek som 3 mm samt ytterdiametern 150 mm erhålles:

■ Exempel 2:

$$\begin{aligned} D &= 150 \text{ mm} \\ t &= 3 \text{ mm} \\ \epsilon &= 1, \text{ motsvarar } f_{\text{yk}} = 235 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Förhållandet } D/t = 150/3 = 50 < 90$$

Om förhållandet mellan diameter och godstjocklek är så stort att EC4:s lokala bucklingskriterium ekv. 3 ovan inte innehålls, dvs $D/t > 90$, så rekommenderas att rörets bidrag till pålens bärförmåga sätts till noll.

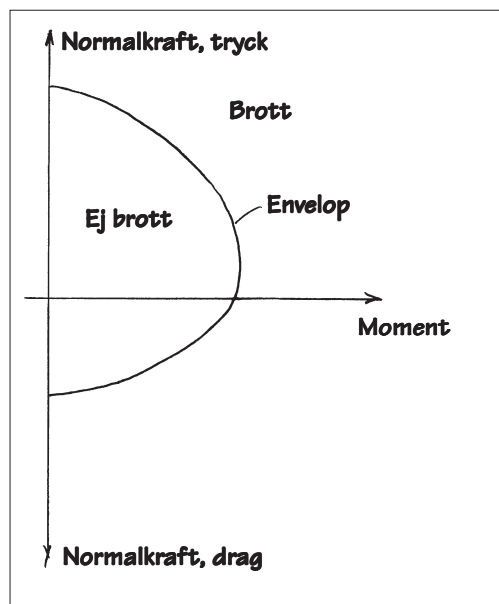
4.3.10 Lastkapacitet vid samtidig normalkraft och böjmoment

Förutom normalkraft måste varje tvärsnitt i pålen samtidigt kunna ta upp ett visst böjmoment. Detta är liktydigt med att normalkraften skall förutsättas ha en viss excentricitet. Excentriciteten uppkommer genom att det i verkligheten är omöjligt att utföra en stålärnepåle så att den blir rak i matematisk mening och att pålen under inverkan av axialbelastningen dessutom böjer ut i sidled. Det finns ett flertal beräkningsmetoder för att beräkna lastkapaciteten för axiellt tryckta stålrör fyllda med betong och ingjutna stålprofiler. Denna pelartyp är exempelvis vanlig i höga byggnader utomlands. Forskningsarbete pågår på flera håll, dels för att utveckla nya konstruktionslösningar, dels för att utveckla nya beräkningsmetoder.

Med antagandet att plana tvärsnitt förblir plana vid böjning kan sambandet mellan normalkraft och böjmoment med beaktande av villkoren i BBK 94 och BSK 99 beräknas för de kombinationer av kraft och moment där tvärsnittets maximala kapacitet är uppnådd. Motsvarande samband brukar benämnas tvärsnittets brottenvelop, se figur 12.

Tvärsnittet klarar belastningskombinationer böjmoment-normalkraft som faller mellan envelopkurvan och koordinataxlarna, medan kraft-momentkombinationer som faller utanför envelopen leder till brott i tvärsnittet. I litteraturen redovisas ett flertal olika metoder att beräkna sådana envelopkurvor. De bygger ofta på att materialresponser som motsvarar spänningsblock med konstant spänning. Med utgångspunkt från jämviktsvillkor (kraft- och momentjämvikt) för tvärsnittet beräknas normalkraftens storlek för en given excentricitet.

Fig 12.
Brottenvelop för
stålkärnepåle vid
samtidig normalkraft
och böjning.



Förfarandet upprepas för olika excentriciteter så att hela envelopkurvan kan ritas upp.

4.3.10 Beräkning av lastkapacitet enligt E 4

EC4 behandlar samverkankonstruktioner uppbyggda av stål och betong. Det bör observeras att enligt nu gällande svenskt nationellt tillämpningsdokument (NAD) gäller inte avsnittet 4.8 i EC4 (behandlar pelare) för broar, vilket givetvis innebär en betydande begränsning.

4.3.11 Beräkning av stålkärnepålars lastkapacitet enligt svensk beräkningspraxis

Detaljerade anvisningar för beräkning av pålars lastkapacitet redovisas i Rapport 96:1, "Dimensioneringsmetoder för pålar, Lastkapacitet", från Pålkommisionen. För stålkärnepålar gäller enligt denna rapport följande, avsnitt 3.8.2:

"Samverkan mellan foderrör, injektionsbruk och stålkärna med avseende på stålkärnepålens böjstyvhet kan tillgodoräknas. Detta sker genom addition av de tre delarnas bidrag. Foderrörets avrostning skall härvid beaktas.

Med avseende på lastkapacitet bör samverkan inte tillgodoräknas för normalkraft. Detta bör inte ske eftersom lasteffekten inte säkert kan fördelas på det oftast tunnväggiga oarmerade injektionsbruket och foderröret. Normaltryckkraften införs vid pålhuvudet huvudsakligen enbart på stålkärnan och det är också enbart denna som ingjutes eller stoppslås mot berget.

Med avseende på lastkapacitet för böjande moment får antas att detta fördelas

på foderrör och stålkärna. Foderrörets avrostning skall härvid beaktas."

Knäckningskontrollen utförs i tillämpliga delar enligt Rapport 84a, "Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord" från Pålkommisionen. Därvid används antagandet om ekvivalent arbete vid beräkning av reducerad bäddmodul. Där förutsättningarna i Rapport 84a uppenbart skiljer sig från verkliga förhållanden, är det dock motiverat att undersöka inverkan av rapportens förenklingar. Som exempel kan nämnas korta stålkärnepålar ingjutna i berg, där pållängden och inspanningen i berget har stor inverkan på lastkapaciteten. Rapport 84a förutsätter nämligen att pålen är mycket lång och ledat infästad i båda ändarna.

4.3.11.1 Reduktion av materialhållfasthet

Någon reduktion av pålmaterialets hållfasthet betingad av installationen krävs inte för stålkärnepålar, eftersom slagning inte sker, utöver ett fåtal slag för spetsburna kärnor. Koefficienten m enligt Pålkommisionens Rapport 96:1 sätts alltså till 1,0.

4.3.11.2 Inverkan av egenspanningar

Egenspanningar i stålkärnor kan vara betydande. Om kärnan efter valsning avkyls snabbt kommer yttre delar av den att hårdna snabbare än längre in beläget material. Därmed hindras den sammandragning som motsvarar svalnandet inne i kärnan. Som resultat erhålls inbyggda tryckspänningar i materialet närmast ytan och dragspänningar i det inre av kärnan. Vid tryckprovning av sådana kärnsegment erhålls en E-modul lägre än det för stålmaterialet ifråga nominella värdet, som vanligen är 210 GPa.

Rapport 96:1 från Pålkommisionen rekommenderar att inverkan av egenspanningar för stålkärnor beaktas dels genom att E-modulen reduceras 10 %, dels antas en fiktiv initialutböjning (δ_i) lika med $0,003L_k$ till $0,0025L_k$ beroende på egenspanningsgrupp. L_k betecknar pålens knäcklängd, som behandlas nedan.

Egenspanningar i kärnor och rör kan minskas genom att de nyvalsade profilerna får svalna långsamt under kontrollerade former på en s k avsvalningsbädd. Även andra metoder för minimering av egenspanningar finns. En nackdel är att kostnaden för material tillverkat på detta sätt ökar. Det är därför inte givet att kärnor med låga egenspanningar medför optimal kostnad för stålkärnepålar.

4.3.11.3 Beräkning av knäcklängd

För beräkning av stålkärnepålens knäcklängd krävs kännedom om egenskaperna hos jordmaterialet som omger pålen. I Rapport 96:1 redovisas en metod för beräkning av dimensionerande värde för bäddmodul (k_d) samt dimensionerande gränsvärde (q_{bd}) för sidoförskjutning då omgivande jords elastiska motstånd övergår i plastiskt motstånd (Figur 3.3.1 i Rapport 96:1). Bäddmodul och gränsvärde beror av jordens odränerade skjuvhållfasthet samt andelen långtids- respektive korttidslast. Vidare anges där värden för materialrelaterade partialkoefficienter för bäddmodul (γ_{mk}) och gränstryck (γ_{mq}).

Stålkärnepålens knäcklängd beräknas enligt uttrycket

$$L_k = \pi[(E_d I / (k_d D))]^{0,25} \quad (5)$$

där

E_d = dimensionerad E-modul

I = tröghetsmoment av rör + kärna

k_d = dimensionerande bäddmodul

D = foderrörets ytterdiameter

Knäcklängden L_k utgör det teoretiska avståndet mellan knäckningskurvas inflektionspunkter. Ekv. 5 förutsätter att pålen är initieellt rak och oändligt lång, att mediet kring pålen är idealelastiskt med konstant bäddmodul samt att pålen är ledat infästad i ändarna. Som nämnts ovan kan inverkan av skillnader mellan dessa antaganden och verkliga förhållanden behöva beaktas.

Stålkärnan installeras försedd med distanser i foderröret, vilket innebär att möjliga skillnader i initialutböjning mellan kärna och foderrör begränsas. Det är därför rimligt att anta att stålkärnepålens geometriska initialkrokighet överensstämmer med foderrörets.

Där rakhetskontroll utförs sätts partialkoefficienten γ_g för geometrisk initialutböjning enligt Rapport 96:1 sätts lika med 1,0.

4.3.11.4 Geometrisk initialutböjning (pilhöjd)

Geometrisk initialutböjning benämns även **pilhöjd** på en längd som sätts lika med knäcklängden. Foderrörets pilhöjd δ_k beror dels på hur rakt det är vid leverans, på rakheten i eventuella skarvar samt på rakhetsavvikelser uppkomna vid borrningen.

Pilhöjden relaterad till en **skarv** belägen inom knäcklängden rekommenderas enligt Rapport 96:1 vald till

$$\delta_{kskarv} = L_k / (4X) \quad (6)$$

där X = vinkelavvikelse i skarv angiven som 1:X. Värdet på X för gynsamma skarvningsförhållanden sätts i enlighet med Rapport 96:1 till 300. Konstruktören kan dock ange ett lägre värde (= större godtagbar avvikelse), exempelvis 150. Värdet skall framgå av arbetshandling. Finns mer än en skarv inom knäcklängden adderas bidragen från skarvarna.

Rörets pilhöjd och inverkan av installationen kan i enlighet med Rapport 96:1 sammanfattas i bidraget

$$\delta_{krör} = L_k / 600$$

4.3.11.5 Dimensionerande initialutböjning (pilhöjd)

Den dimensionerande initialkrokigheten som skall förutsättas för stålkärnepålen erhålls således ur uttrycket

$$\delta_d = \delta_g + \delta_f \quad (7)$$

där

$$\delta_g = \delta_{kskarv} + \delta_{krör}, \text{ geometrisk pilhöjd}$$

och

$$\delta_f = 0,0013L_k, \text{ fiktiv pilhöjd}$$

Pilhöjden kan även bestämmas genom direkt mätning, exempelvis med inklinometer. Med användande av kordasatsen erhålles då

$$\delta_d = \delta_m (L_k / L_m)^2 \quad (8)$$

där

$$\delta_m = \text{uppmätt pilhöjd på mätlängden } L_m$$

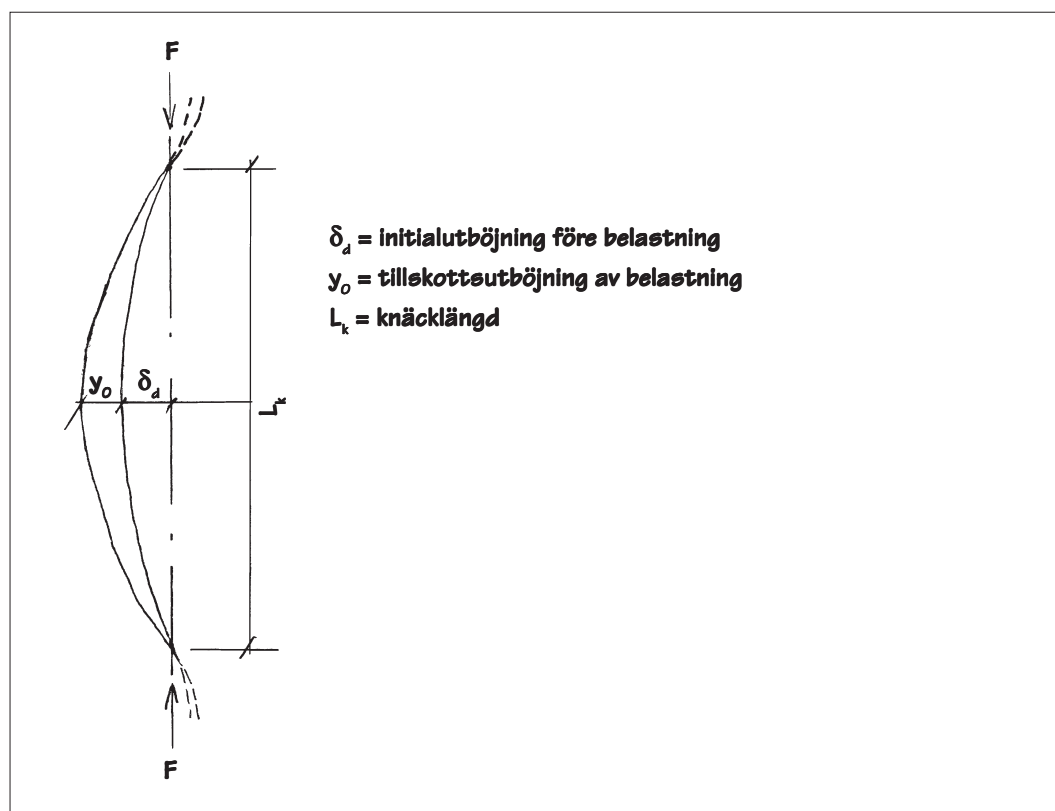
$$L_k = \text{knäcklängd}$$

Initialkrokigheten förutsätts i förenklande syfte sinusformad med utböjningen δ_d mellan inflektionspunkterna, vars inbördes avstånd är L_k , se figur 13a.

Initialkrokigheten kan även beskrivas som en krökningsradie (R) med användning av uttrycket

$$R = L_k^2 / (8 \delta_d) \quad (9)$$

Fig 13.
Initialutböjning δ_d
och tillskotts-
utböjning y_0



4.3.11.6 Inverkan av böjmoment orsakat av tillskottsutböjning

Stålkärnepålen antages initiiellt obelastad, dvs den initiella utböjningen δ_d motsvarar inga spänningar i pålmaterialet. Med tanke på pålarnas stora slankhet är detta ett rimligt antagande. I samband med uppkomsten av tillskottsutböjningen orsakad av att pålen belastas uppkommer emellertid ett böjmoment (M), vars storlek kan beräknas enligt Rapport 84a eller Rapport 81. Böjmomentets storlek ges av uttrycket

$$M = F(y_0 + \delta_d)/2 \quad (10)$$

där

F = aktuell axialkraft

y_0 = motsvarande tillskottsutböjning

δ_d = initiell utböjning

Skarvar i kärna och foderrör skall kontrolleras för inverkan av detta böjmoment och tillhörande normalkraft. Röret genomsvetsas i allmänhet och blir på så sätt jämnstarkt med oskarvad sektion. För kärnor med ej genomsvetsad tvärsektion, eller annan skarvutformning som innebär minskad böjstyvhet, skall alltid kontroll av tvärsnittets böjkapacitet utföras.

4.3.11.7 Beräkningsmetoder

Beräkningen av dimensionerande lastkapacitet med beaktande av knäckning samt brottspänningar i påltvärsnittet kan utföras på det sätt som redovisas i Rapport 84a. Genom iterationer räknas då dimensionerande värde ut. Viss plasticering i påltvärsnittet godtas.

En mer överskådlig beräkningsgång redogörs för i Pålkommisionens Rapport 81, "Systempålar - anvisningar för beräkning av dimensionerande bärformåga". De axiella krafter som svarar mot knäckning respektive tryck och böjning ritas upp som funktioner av tillskottsutböjningen. Metoden minskar risken för beräkningsfel och lämpar sig för programmering. Tvärsnittets maximala kapacitet (lastkapaciteten) antages uppnådd när kantspänningen uppgår till dimensionerande hållfasthet, eller när knäcklasten uppnås, såsom visas i Rapport 81.

Erforderligt beräkningsarbete tar i allmänhet för lång tid för att utföra för hand. Dator är i praktiken ett krav. I bilaga i denna rapport visas därför en datorberäkningsanpassad algoritm som kan användas för att beräkna samhörande värden på tillskottsutböjning, knäcklast och stuklast.

4.3.11.8 Exempel på beräkning av stålkärnepåles lastkapacitet

För att illustrera ovanstående riktlinjer redovisas steg för steg ett beräkningsexempel där de för beräkningen nödvändiga uppgifterna tas fram enligt ovan:

■ Exempel 3:

Givna uppgifter:

- kärna: 80 mm, SS2172
- rör: ytterdiameter $D = 136$ mm, godstjocklek 3 mm (efter 2 mm avrostning), SS2134
- säkerhetsklass: 3, medför $\gamma_n = 1,2$
- gränstillstånd: brottgränstillståndandel långtidslast: 50 %
- odränerad skjuvhållfasthet för lera, c_{uk} : 10 kPa
- partialkoefficient för bäddmodul: $\gamma_{mk} = 1,4$ (antages givet i BGeo, eller liknande)
- partialkoefficient för gränstryck: $\gamma_{mq} = 1,4$ (antages givet i BGeo, eller liknande)
- foderrörs-segment: 2 m, skarv-rakhetskrav 1:300. Genomsvetsad kärna och foderrörs-skarv.
- pållängd = 20 m
- $E_s = 210$ GPa

Tvärsnittsdata:

$$\begin{aligned} A_{\text{kärna}} &= 50,3 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{rör}} &= 12,5 \text{ cm}^2 \\ \text{Summa } A &= 50,3 + 12,5 = 62,8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{kärna}} &= 201,1 \text{ cm}^4 \\ I_{\text{rör}} &= 277,3 \text{ cm}^4 \\ \text{Summa } I &= 201,1 + 277,3 = 478,4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Notera att betongens bidrag till böjstyvheten försummas. Ofta tar man dock med denna, se Pålkommisionens Rapport 96:1, avsnitt 3:8:2.

Dimensionerande värden, stål:

säkerhetsklass: 3, medför $\gamma_n = 1,2$

$$\begin{aligned} f_{ydkärna} &= 300/\gamma_n = 250,00 \text{ MPa} \\ f_{ydrör} &= 355/\gamma_n = 295,83 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$E_d = 0,9E_s/\gamma_n = 157,5 \text{ GPa} \text{ (notera 10 \% reduktion för E-modulen)}$$

Dimensionerande värden, lera:
säkerhetsklass: 3, medför $\gamma_n = 1,2$
 D = foderrörets ytterdiameter = 136 mm

$$c_{ud} = c_{uk}/(\gamma_n \gamma_{mk}) = 10/(1,2 \cdot 1,4) = 5,95 \text{ kPa} \text{ (dimensionerande värde för lerans skjuvhållfasthet)}$$

Enligt fig 3.3.1 i Rapport 96:1 erhålls för 50 % andel långtidslast "bäddmodulkoefficienten" = 80;

$$k_d D = 80 c_{ud} = 80 \cdot 5,95 = 476,2 \text{ kN/m}^2$$

och

$$y_d = 0,09375 D = 0,09375 \cdot 136 = 12,75 \text{ mm} \text{ (horisontell gränsrörelse vid utböjning)}$$

samt

$$q_{bd} = 7,5 c_{ud} = 7,5 \cdot 5,95 = 44,625 \text{ kPa} \text{ (mot-svarande sidotryck mot foderröret)}$$

$$\begin{aligned} \text{Markens bäddmodul motsvarar } k_d &= 476,2/D \\ &= 476,2/0,136 = 3501 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Knäcklängd:

$$L_k = \pi[(E_d I / (k_d D))]^{0,25}$$

där

$$\begin{aligned} E_d &= 157,5 \cdot 10^9 \text{ Pa} \\ I &= 478,37 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 \\ k_d D &= 476,2 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2 (= \text{Pa}) \end{aligned}$$

Dessa värden ger

$$L_k = 3,52 \text{ m}$$

Initialutböjning:

Fiktiv initialutböjning

$$\delta_f = 0,0013 L_k = 0,0013 \cdot 3520 = 4,576 \text{ mm}$$

Rörets initialutböjning

$$\delta_{krör} = L_k / 600 = 3520/600 = 5,87 \text{ mm}$$

Antag att två skarvar med rakhetsoleransen 1:300 kan förekomma på knäcklängden:

$$\delta_{kskarvar} = 2 L_k / (4 \cdot 300) = 2 \cdot 3520 / (1200) = 5,86 \text{ mm}$$

$$\text{Geometrisk pilhöjd } \delta_g = 5,87 + 5,86 = 11,73 \text{ mm}$$

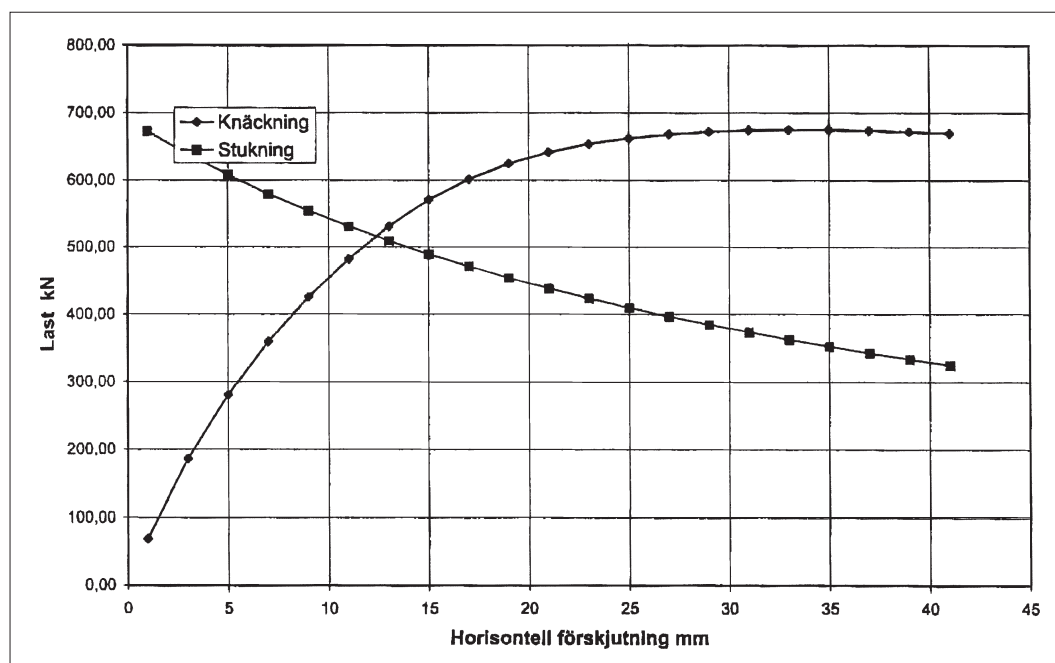
$$\text{Dimensionerande pilhöjd } \delta_d = \delta_g + \delta_f = 11,73 + 4,58 = 16,38 \text{ mm}$$

Motsvarande krökningsradie

$$R = 3,52^2 / (8 \cdot 0,01638) = 95 \text{ m}$$

Förhållandet d_d / L_k är lika med $= 16,38/3520$, motsvarande rakhetsavvikelsen 1:216.

Fig 13 b.
Stuklast, knäcklast
och tillhörande
tillskottsutböjning,
exempel 3.



Beräkning av lastkapacitet:

Beräknas knäcklast och stuklast enligt Rapport 84a och Rapport 81 från Pålkommissionen (se även *bilaga* med beräkningsalgoritm) finner man att dimensionerande lastkapacitet för denna stålärnepåle är 515 kN och att lastkapaciteten bestäms av stukning. Sambandet mellan stuklast, knäcklast och horisontell utböjning visas i *figur 13b*.

Endast kärnan axiellt belastad utan excentricitet motsvarar lastkapaciteten

$$A_{f_{yd}} = 1258 \text{ kN}$$

Notera att *utan* hänsyn till initialutböjning är knäcklasten $= 2 \cdot (E_d I / (k_d D))^{0,5} = 1198 \text{ kN}$.

4.4 GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA

En stålkärnepåles geotekniska bärförmåga bestäms givetvis av hållfastheten av bergmassan som pålen placeras på eller gjuts fast i. Bergets hållfasthet förutsätts här motsvara dess tryckhållfasthet σ_{cyl} uppmätt vid enaxliga tryckförsök på cylindrar med ca 100 mm höjd och 50 mm diameter. Hållfastheten kan typiskt variera mellan ca 50 MPa för mycket mjuka bergarter till över 300 MPa för hårt berg. För inhomogent berg kan värdena variera kraftigt inom bergmassan. Hållfastheten i en sprickzon är ofta lägre än i partier med homogent material.

Förutom hållfastheten erhållen från prover måste inverkan av bergets geometriska förhållanden beaktas. Bärförmågan för en påle placerad i omedelbar närhet av en brant stupande bergkontur är självfallet lägre än om pålen placeras i centrum av en plan bergyta med stor utsträckning.

Att i detalj skaffa sig kunskap om hållfasthet och berggeometri kring varje stålkärnepåles kontakt med bergmassan är i allmänhet inte möjligt. Tidigare erfarenhet och kunskap om bergförhållandena är av stor vikt vid beräkningen av stålpålers geotekniska bärförmåga. Behovet av erforderliga undersökningar avgörs därför av förutsättningarna för varje projekt. Normal kännedom om berggrunden på en viss plats brukar vara tillräcklig för att avgöra om stålkärnepålar utgör en lämplig lösning avseende geoteknisk bärförmåga.

I vissa fall, exempelvis vid tätt placerade stålkärnepålar i närheten av svaghetszoner eller berganläggningar, kan det finnas anledning att studera den sammantagna inverkan av pållasterna i bergmassan. I denna rapport begränsas framställningen dock till enskilda pålars geotekniska bärförmåga.

4.4.1 Spetsburen kärna

Den spetsburna kärnan liknar belastningsmässigt ett ytligt grundlagt fundament. För ett sådant kan bärförmågan q_u uttryckas som en andel av underlagets skjuvhållfasthet c och friktionsvinkel ϕ . För ett cirkulärt fundament (pålpets) på ytan av en bergmassa med friktionsvinkeln $\phi = 0$ och skjuvhållfastheten $c = \sigma_{cyl}/2$ är bärförmågan ca $9c$, d v s

$$q_u = 4,5 \sigma_{cyl} \quad (11)$$

Den nedborrning av till ca 500 mm under bergytan som normalt utförs även för spetsburna kärnor leder beräkningsmässigt till en betydande ökning av q_u jämfört med ekv 11.

Sven-Erik Rehnman undersökte bergdub-

bars bärförmåga på granitblock och rekommenderade ett från utförda experiment utvärderat uttryck presenterat av Coates m fl, nämligen

$$q_u = 7 \sigma_{cyl} / D^{0,2} \quad (12)$$

där D betecknar diametern uttryckt i cm. För en stålkärna med 10 cm diameter placerad på en bergyta erhålls då

$$q_u = 4,4 \sigma_{cyl} \quad (13)$$

För en kärna med diametern 21 cm erhålls istället $q_u = 3,8 \sigma_{cyl}$

Som riktlinje för vilka tryckhållfastheter σ_{cyl} man kan vänta sig att påträffa i några olika bergarter redovisas tabellen nedan. Värden för E -modul anges även:

Tabell 4.4.1. Karakteristiska värden för σ_{cyl} och E -modul för skandinaviska bergarter, homogent intakt berg, handboken BYGG, del G.

Bergart	σ_{cyl} MPa, lågt värde	σ_{cyl} MPa, högt värde	E -modul, GPa
Granit	200	300	70
Gnejs	140	250	60
Kalksten	60	150	50
Sandsten	10	100	40
Gabbro	260	350	100

Det bör framhållas att värdena i tabellen avser intakt, homogent berg. För stålkärnepålar som placeras på en bergyta (spetsburen kärna) verifieras alltid bergunderlagets bärförmåga, vanligen genom dynamisk provbelastning i form av sjunkningsmätning eller stöt-vågsmätning. Som nämnts tidigare krävs alltid stoppslagning för sådana pålar också för att kärnan skall nå ned till borrhålsbotten genom kvarlämnat kax.

■ Exempel 4:

Beräkna teoretisk dimensionerande spetsbärförmåga för en spetsburen stålkärna med diametern 80 mm placerad på berggrund av granit. Föreskrivet dimensionerande värde för tryckhållfasthet är 200 MPa. Säkerhetsklass 3. Föreskriven partialkoefficient för bergets tryckhållfasthet $\gamma_m = 2,0$.

$D = 8 \text{ cm}$
ger

$$q_u = 7 \sigma_{cyl} / D^{0,2} = 4,62 \sigma_{cyl} = 4,62 \cdot 200 = 924 \text{ MPa}$$

$$q_{ud} = 924 / (\gamma_n \gamma_m) = 924 / (1,2 \cdot 2,0) = 385 \text{ MPa}$$

Som jämförelse kan nämnas att för en stål-kärna med $f_{yk} = 330 \text{ MPa}$ är $f_{yd} = 330/1,2 = 275 \text{ MPa}$ för säkerhetsklass 3. Ofta avgör lastkapaciteten stål kärnepålars dimensionerande bärförmåga, dvs lastkapaciteten är mindre än bergets bärförmåga (= den geotekniska bärförmågan).

4.4.2 Mantelburen kärna, tryckta pålar

Som nämnts ovan finns vissa risker med spetsburna kärnor om bergets kvalitet lokalt är sämre än väntat. Dessa risker kan till stor del undvikas genom att använda **mantelburen kärna**. Kärnan gjuts då fast i ett bergborrhål på en viss sträcka, som beskrivits tidigare. Där kraven på att hålla tidplaner är stora och bergmassan bedöms kunna innehålla inhomogena partier är idag mantelburna kärnor den vanligaste utformningen. Vidare finns då möjlighet att tillgodoräkna sig kärnans inspanning i berget, vilket är gynnsamt ur knäckningssynpunkt.

Vid tryckbelastning av kärnan överförs kraften till den omgivande bergmassan genom betongfyllningen mellan kärna och bergborrhål. I förenklande syfte brukar antagas en konstant vidhäftningsspänning mellan stål kärnas mantelyta och omgivande betong respektive mellan mantelytan i bergborrhålet och betongen. I verkligheten varierar dock dessa vidhäftningsspänningar på så sätt att de minskar räknat från bergytan och mot kärnans spets, se figur 14. Spetskraften mot kärnan försummas eftersom kärnan inte stoppslås och genom att fördelning mellan vidhäftningskraft och spetskraft rymmer osäkerheter.

Som framgår av figur 14 avviker vidhäftningsspänningens fördelning markant från konstant spänning, vid vanliga förhållanden mellan E-moduler för berg och ingjutningsbetong. Höga vidhäftningsspänningar nära bergytan kan orsaka en spänningsomlagring längs den ingjutna delen. De maximala vidhäftningsspänningar som kan uppnås i en punkt är betydligt större än de som redovisas som konstant vidhäftning vid brott, f_s . Värdet på f_s grundar sig på utförda försök och innehåller därför inverkan av sådana spänningsomlagringar.

I de fall vidhäftningsfördelningen som motsvarar elasticitetsteori skall beräknas kan detta ske som redovisas av Holmberg, "The Mechanical Behaviour of Untensioned Grouted Rock Bolts", KTH 1991. Detta kan exempelvis vara aktuellt vid långa ingjutningslängder och kärnor med liten diameter, eller vid kärnor i mycket hårt berg. Holmbergs avhandling beskriver även vidhäftningsmekanismer för residualstadiet, dvs då rörelsen som motsvarar vidhäftningshållfastheten uppnåtts och överskridits. En lägre vidhäftningsspänning, residualvärdet, används då i beräkningarna.

I de fall såväl normal- som skjuvspänningsfördelning i betong och berg skall studeras, kan FEM, FDM eller annan numerisk metod användas. Dataprogrammen FLAC och ABAQUS medger 3D-modellering såväl av det resulterande axialsymmetriska beräkningsproblemet som icke linjära spännings-töjningssamband för betong och berg.

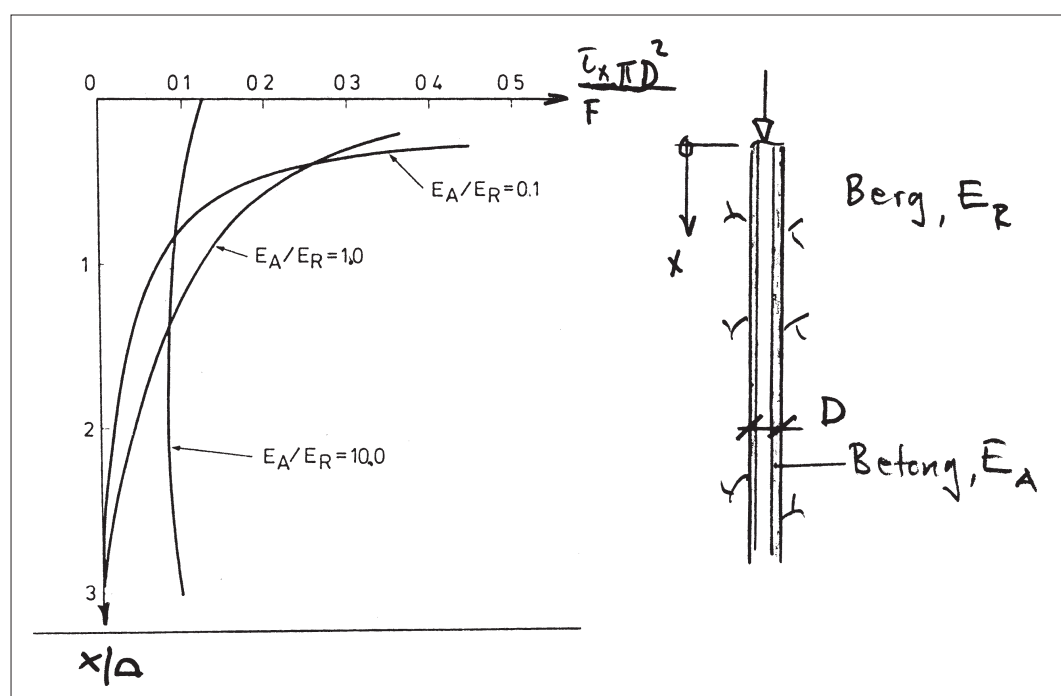


Fig 14.
Variation av vidhäftningsspänning vid ingjuten kärna. Gäller betong/berg (efter Coates och Yu, 1970).

4.4.2.1 Vidhäftning stål-betong

Ingjutningen av kärnan i berg liknar fallet med ett armeringsjärn ingjutet långt från en betongyta. Enligt BBK94 gäller då att vidhäftningsspänningen f_b får antas motsvara $3f_{ct}$ för kamstänger. Detta ger följande dimensioneringsvärden:

Tabell 4.4.2.1. Dimensionerande vidhäftningsspänning (MPa) mellan kärna med rillor och omgivande ingjutning enligt BBK94.

säkerhetsklass : betong	f_{ctk}	1 f_{bd}	2 f_{bd}	3 f_{bd}
K 30	1,60	3,20	2,91	2,67 MPa
K 40	1,95	3,90	3,55	3,25 MPa

Rillorna brukar bestå av 3 mm höga ringar av påläggssvets som placeras på 50 till 75 mm avstånd i kärnans längdriktning. Ökas detta avstånd bör de lokala tryckspänningarna mellan dessa svetsar och omgivande betong kontrolleras. Man kan då anta att hela vidhäftningsspänningen på avståndet mellan två svetsar motsvarar tryckkraften mot en svetsring.

4.4.2.2 Vidhäftning betong-berg

Under antagande av konstant vidhäftningsspänning mellan betong och berg har man vid provbelastningar funnit att den vidhäftningens brottvärde (f_s) där står i proportion till bergmassans enaxliga tryckhållfasthet σ_{cyl} , som här antages motsvara cylinderhållfastheten. För mycket mjuka bergarter med tryckhållfastheten $\sigma_{cyl} = 2$ MPa har erhållits $f_s/\sigma_{cyl} = 0,2$ till 0,3. För medelhårda till hårda bergarter $\sigma_{cyl} = 50$ till 200 MPa har man funnit $f_s/\sigma_{cyl} =$ ca 0,10 till 0,05. I dessa värden ingår den samlade effekten av kohesion och friktion i brottytan. Genom att medvetet åstadkomma en skrovlig yta kan vidhäftningen ökas. I allmänhet uppkommer radiella normalspänningar från betongen mot bergborrhålmantelytan, vilket ökar vidhäftningsvärdet vid brott. Denna motståndskomponent ökar med ökande E-modul hos den omgivande bergmassan.

Följande värden anges i handboken BYGG del G som karakteristiska värden för f_s , med viss inbyggd säkerhetsmarginal:

Tabell 4.4.2.1. Rekommenderade karakteristiska värden f_s för konstant vidhäftning betong-berg, MPa (handboken BYGG del G)

Bergart	tryckhållfasthet (σ_{cyl}), MPa	vidhäftning betong/berg (f_s), MPa
Granit	200	10
Gnejs	150	7
Kalksten	50	5
Sandsten	20	3

Partialkoefficienten γ_m för f_s skall anges i bygghandling. Det dimensionerande vidhäftningsvärdet f_{sd} beräknas enligt uttrycket

$$f_{sd} = f_s / (\gamma_m \gamma_n) \quad (14)$$

4.4.2.3 Exempel på beräkning av ingjutningslängd för mantelburen kärna

■ Exempel 5:

Dimensionerande lasteffekt = 830 kN

Kärndiameter = 80 mm

Bergborrhål diameter = 125 mm

Injekteringsbetong = K40

Kärna försedd med rillor

Säkerhetsklass 3 ger $\gamma_n = 1,2$

Bergart = gnejs, $f_s = 7$ MPa

Partialkoefficient $\gamma_m = 2,0$

Konstanta vidhäftningsspänningar antas

Generellt gäller $L = F / (\pi \cdot D \cdot f_{sd})$

där

L = ingjutningslängd

F = axialkraft i kärnan

D = kärnans diameter

f_{sd} = dimensionerande vidhäftningsspänning

För vidhäftning stål-betong erhålles

$f_{bd} = 3,25$ MPa

$L = 0,834 / (\pi \cdot 0,08 \cdot 3,25) = 1,02$ m

För vidhäftning betong-berg erhålles

$f_{sd} = 7 / (2 \cdot 1,2) = 2,91$ MPa

$L = 0,834 / (\pi \cdot 0,125 \cdot 2,91) = 0,73$ m

Således dimensionerar i detta fall vidhäftningen mellan stålkärnans mantelyta och omgivande betong. Erforderlig ingjutningslängd är därför 1,02 m. Utöver den teoretiska längden brukar man borra ytterligare ca 200 till 500 mm för att borrhålet rengörs inte ska inkräkta på ingjutningslängden.

4.4.3 Mantelburen kärna vid dragna stålkärnepålar

En stor fördel med mantelburna stålkärnepålar framför andra påltyper är att i berg ingjutna kärnor kan ta upp avsevärda dragkrafter. Självfallet måste kärnan och förekommande skarvar och anordningar för lastöverföring vara dimensionerade för att klara uppträdande dragspänningar.

Gängade skarvar av API-typ medför viss minskning av tvärsnittsarean. För upptagning av dragkrafter medräknas endast kärnan, inte rör eller betong. Vid gängade skarvar uppkommer dimensionerande snitt vid gängroten eller gängbotten. Läget för det dimensionerande snittet beror av den aktuella gängutformningen, som är olika för olika kärndimensioner.

För ingjutningssträckan i berget antas samma vidhäftningsvärden för stålkärnan respektive borrhållsväggen som för tryckta mantelburna stålkärnor, som behandlats ovan.

Utöver kontroll av vidhäftningsspänningar måste risken för att en kärnan kan lossna genom att ett parti berg lossnar från omgivande bergmassa och lyfts upp som en "plugg" i änden av stålkärnan. Hanna m fl föreslår att motsvarande brottkropp antages bestå av en kon med spetsen vid kärnans ände, se figur 15.

Det rekommenderas att öppningsvinkeln β för fast homogent berg med gynnsam sprickgeometri väljs till 45° . För sprucket berg anger samma referens 30° .

Under förutsättning att kärnan är vertikal och bergytan är horisontell kan konens volym V beräknas med uttrycket

$$V = L\pi R^2/3 \quad (15)$$

där

R = konens radie (meter) kring kärnan på bergytan = $L \tan \beta$

L = ingjutningslängden, meter

Konens tyngd G beräkna med uttrycket

$G = V\rho$ (när hela konen ligger över grundvattenytan (kN))

$G = V(\rho - 10)$ (när hela konen ligger under grundvattenytan (kN))

I dessa uttryck betecknar ρ bergmassans tunghet i kN/m^3 . För granit brukar användas 27 kN/m^3 .

I de fall ingen risk finns för att jorden över bergytan schaktas bort kan även inverkan av tyngden av denna jord tillgodoräknas. Även här måste givetvis hänsyn tas till grundvattensytans läge.

Vid beräkning av ingjutningens lyftkapacitet med konmetoden brukar krävas att totalsäkerhetsfaktorn mot lyftning är minst 1,5-faldig.

Finns ingjutningssträckor i närheten av varandra, kan konvolymerna komma att överlappa. I så fall skall motsvarande minskning av tillgänglig mothållstyngd ske.

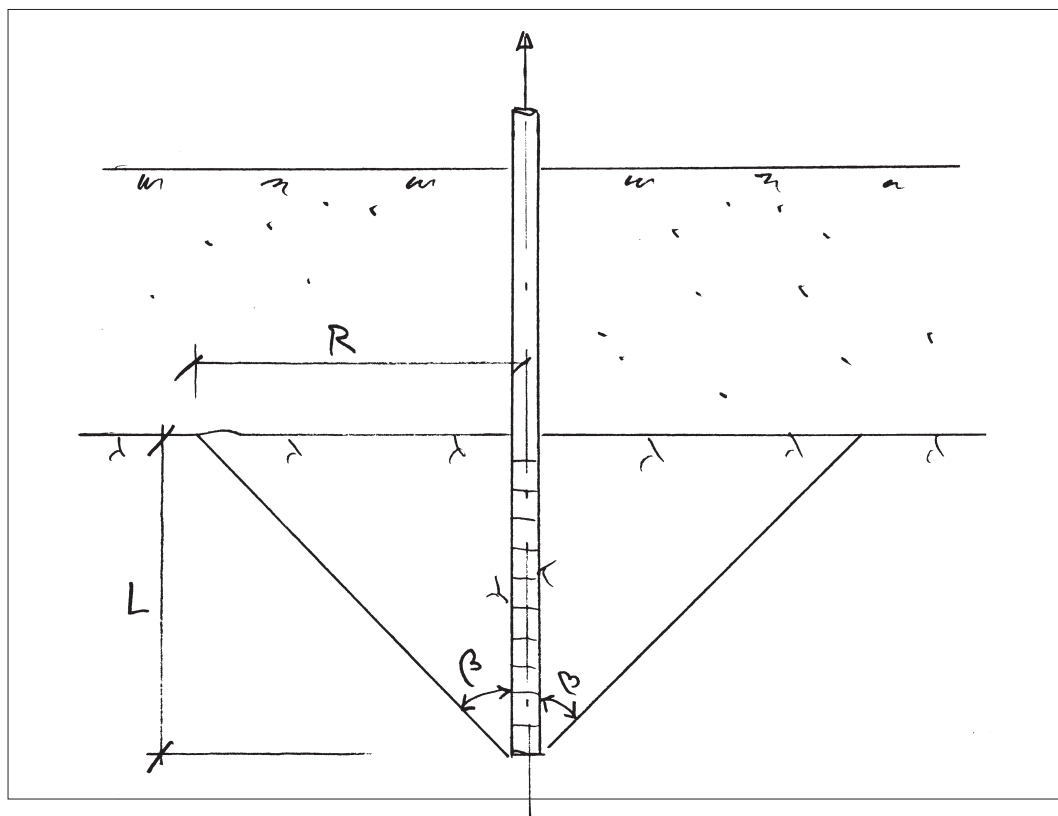


Fig 15.
Medverkande förankringsbergkropp vid mantelburen dragbelastad stålkärna enligt Hanna m fl.

Exempel 6:

Givet:

Dimensionerande dragkraft $F = 836 \text{ kN}$
 Öppningsvinkel $\beta = 45^\circ$
 Bergets tunghet $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$
 (under grundvattenytan)
 Säkerhetsklass 3 $\gamma_n = 1,2$
 Partialkoefficient $\gamma_m = 2,5$

Beräkning:

Erforderlig tyngd $G = F \gamma_n \gamma_m = 836 \cdot 1,2 \cdot 2,5$
 $= 2508 \text{ kN}$

Erforderlig volym $V = G/\rho = 2508/17$
 $= 147,5 \text{ m}^3$

$$V = L\pi R^2/3$$

ger

$$L = (3V/(\pi \tan^2 \beta))^{1/3} \quad (16)$$

med insatta värden erhålls:

$$L = (3 \cdot 147,5/(\pi \tan^2 45^\circ))^{1/3} = 5,2 \text{ m}$$

anm: För dragna stålkärnor brukar minst 3 m förankringslängd väljas.

4.4.4 Mantelburen kärna, dragspänningar i berg

Antagandet om en kon med en viss öppningsvinkel utgör en approximation av de förhållanden som uppkommer vid en dragbelastad kärna. I bergmassan närmast kärnan uppkommer dragspänningar vars storlek dock avtar snabbt med ökande avstånd från kärnan. För kärnor med mycket liten diameter kan skillnaden i storleken hos sådana dragspänningar i närheten av bergytan och vid kärnans spets bli betydande. Detta motsvaras av en kraftigt olinjär variation av vidhäftningsspänningen mellan betong och berg. Dragspänningarna i bergmassan koncentreras då till området i närheten av bergytan, vilket när kärnan dragbelastas till brott kan ge sig tillkänna som en progressivt nedåtskridande spänningsomlagringszon i bergmassan och injekteringsbruket.

För stålkärnor och bergborrhål av de dimensioner som normalt tillämpas för dragna stålkärnepålar är vidhäftningsspänningen mer konstant. Detta innebär att dragspänningarna i bergmassan fördelas över en större volym, vilket gör brottmodellen med en massiv kon mer realistisk.

I de fall kännedom om uppträdande dragspänningar i omgivande berg skall beräknas, med iakttagande av spänningsomlagringar, kan de ovannämnda datorprogrammen FLAC och ABAQUS användas för beräkningarna.

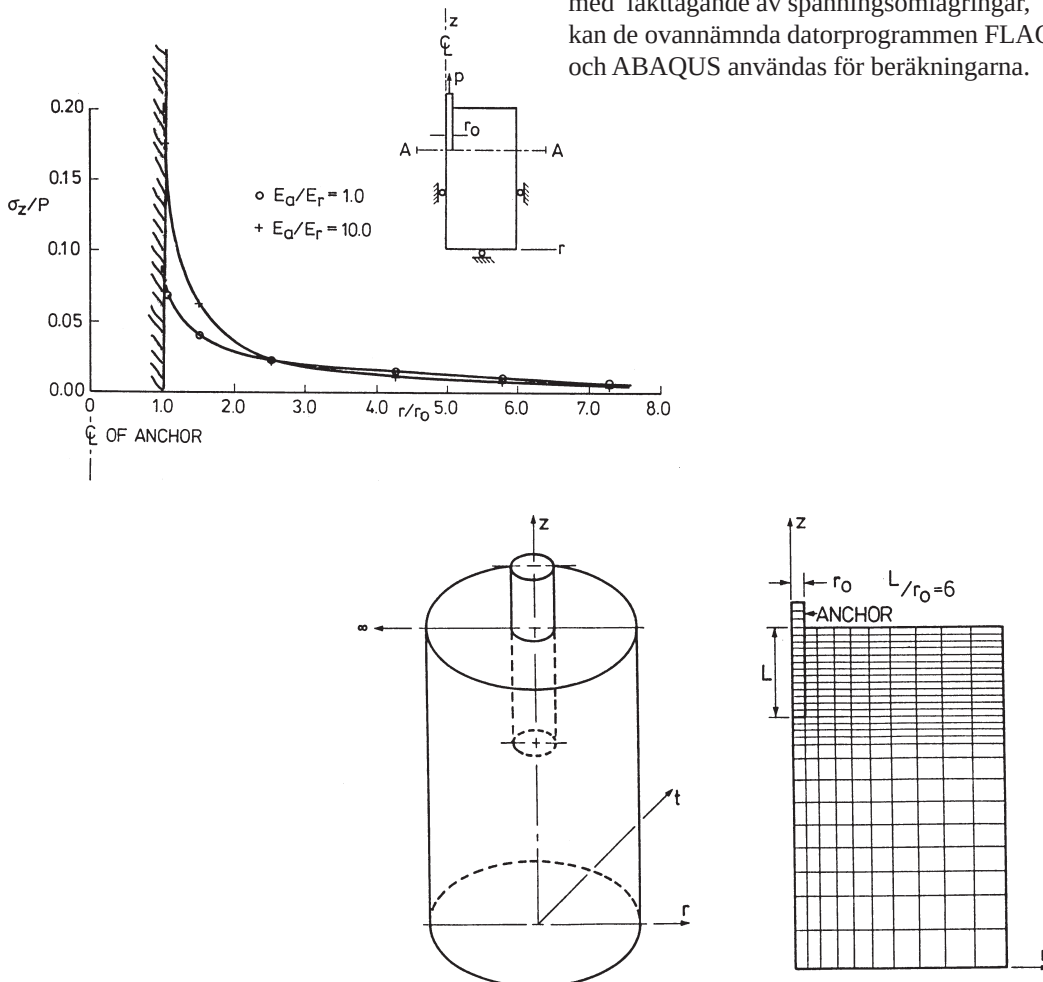


Fig 16.
 Dragspänningar i bergmassa kring dragbelastad ingjuten förankring, FEM-beräkning (after Coates & Yu, 1970).

4.5 BERÄKNING AV RÖRELSE FÖR STÅLKÄRNEPÅLAR, BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Axiella rörelser för stålkärnepålar kan beräknas med god noggrannhet. Detta är en fördel vid pålgrundläggning där sambandet mellan pållaster och rörelser är väsentligt, exempelvis dynamiskt belastade maskinfundament. Sammantryckningen s_L eller förlängningen av stålkärnepålen på delen mellan spetsen, eller ingjutningssnittet, och påltoppen (L_p) beräknas med uttrycket

$$s_L = F \cdot L_p / (A_p \cdot E_s) \quad (17)$$

där

F = pålkraft

L_p = fri pållängd

A_p = ekvivalent pålarea

E_s = stålets E-modul = 210 GPa

Den ekvivalenta stålarean A_p utgörs av summan av kärnans och foderrörets areor samt betongarean dividerad med förhållandet mellan betongens och stålets E-moduler. För långtidslast brukar användas förhållandet 15. Värdet innefattar krypning. För korttidslast väljs istället förhållandet E_s/E_c .

För **spetsburna kärnor** uppkommer spetsunderlagets nedsjunkning en viss rörelse s_{spets} som beräknas med uttrycket

$$s_{spets} = F / (D \cdot E_{berg}) \quad (18)$$

där

F = pålkraft

D = kärnans diameter

E_{berg} = bergets E-modul

Vid **mantelburna kärnor** uppkommer en rörelsekomponent då vidhäftningsspänningarna mobiliseras. Den uppkomna rörelsen kan approximativt beaktas genom att öka den fria längden med halva ingjutningslängden, eller annan mot förhållandena svarande lämplig längdökning.

■ Exempel 7:

- kärna: 80 mm
- rör: ytterdiameter 136 mm, godstjocklek 3 mm (efter avrostning 2 mm)
- betong: K40, ytterdiameter 130 mm, innerdiameter 80 mm
- gränstillstånd: bruksgränstillstånd
- pållast: 750 kN
- pållängd: 10 m
- E-modul berg: 50 GPa

$$\begin{aligned} A_{kärna} &= 50,3 \text{ cm}^2 \\ A_{btg} &= 82,5 \text{ cm}^2 \\ A_{rör} &= 12,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Antag $E_s/E_c = 15$, innefattar krypning

$$A_p = 50,3 + 82,5/15 + 12,5 = 68,3 \text{ cm}^2$$

$$s_L = F \cdot L_p / (A_p \cdot E_s) = 5,23 \text{ mm}$$

$$s_{spets} = F / (D \cdot E_{berg}) = 0,19 \text{ mm}$$

$$\text{Summa rörelse} = 5,23 + 0,19 = 5,42 \text{ mm}$$

Som framgår kan i detta fall är spetsunderlagets sjunkning mycket mindre än pålens sammantryckning. Detta gäller generellt för stålkärnepålar som placerats på, eller gjutits in i, hårt eller medelfast berg, om inte pålarna är mycket korta.

5. Kontroll

5.1 KONTROLLPLAN

Av arbetshandling skall klart framgå vilka kontrollåtgärder som skall utföras på platsen och vem som skall svara för respektive åtgärd. Det skall också redovisas hur kontrollresultat skall dokumenteras och distribueras. En annan viktig del av kontrollplanen är att ange vilka åtgärder som skall vidtas i det fall förutsatta specifikationer inte uppnås, exempelvis hur arbetet skall fortsätta om det vid stötvågs- eller sjunkningsmätning visar sig att spetsunderlaget under kärnan inte har tillräcklig bärförmåga.

Kontrollinsatsen som skall utföras på arbetsplatsen definieras i stor utsträckning i de föreskrifter och handböcker, exempelvis BRO94 och BSK94, som anges i bygghandlingarna. Där framgår allmänna krav som utförandekvalitet och kontrollomfattning.

För stålkärnepålar skall utöver sådan kontrollinsats dessutom följande förhållanden kontrolleras och i den mån så föreskrivs på lämpligt sätt dokumenteras:

5.2 FODERRÖR OCH KÄRNOR, LEVERANSKONTROLL

- rätt materialkvalitet?
- rätta dimensioner, längder ?
- innehålls toleranser för raket, rundhet och planhet?
- finns defekter eller skador?
- förvaras materialet på godtagbart sätt?
- hanteras materialet på godtagbart sätt?

5.3 UTSÄTTNING

- är pålen rätt utsatt?
- stämmer pålens beteckning med ritning?
- har utsättningen rubbats?

5.4 BORRNING

- vid spetsburen kärna, finns förberedelser för upptagning av kärna och fortsatt borrning?
- ger borrarbortaget ett bergborrhål med plan botten?
- finns risk för uppspolning av för stor mängd jordmaterial?

- är foderrör och borrkrona rätt monterade?
- vilket är det förutsatta djupet till berg?
- vilka jordlager skall penetreras?
- grundvattenytans läge?
- är borrarbortagets anslutningsriktning inom givna toleranser?
- ligger anslutningspunkten inom givna toleranser?
- hur kommer borrarbortagets raket att kontrolleras?
- är loggning av genomborrade hinder och bergkvalitet förberedd ?

5.5 SKARVNING AV FODERRÖR OCH KÄRNA

5.5.1 Svetsad skarv

- har kärnytor föreskriven planhet?
- är fogberedning utförd?
- är förvärmning förberedd och genomförbar?
- finns fixturer för uppfyllande av raketkrav?
- finns svetsplan och specifikation av svetsutformning?
- har svetspersonal föreskriven kompetens?
- hur skall svetskontroll utföras?
- krävs roststöd för svetsfogar i foderrör?
- används rätt elektrodmaterial?
- förvaras elektroderna torrt och varmt?
- är distanser rätt monterade?

5.5.2 Gängad skarv

- är gängorna rengjorda och oskadade?
- finns verktyg för att uppnå föreskrivet åtdragningsmoment?
- finns föreskrivna gängmedel?

5.6 SÄTTNING AV KÄRNA

- borrarbortaget rengjort och lodat till botten?
- har raketkontroll utförts?
- har täthetskontroll av bergborrhål utförts?
- vid spetsburen kärna, kan borrarbortagets botten väntas ha tillräcklig bärförmåga?

- är kärnan rengjord?
- är kärnans temperatur större än +4 grader C?
- har rillor svetsats (för mantelburen kärna)?

5.7 STOPPSLAGNING (VID SPETSBUREN KÄRNA)

- har hejaren rätt dimensioner och vikt?
- rätt fallhöjd utan bromsning?
- är slagen centrerade?
- finns någon typ av dyna specificerad?
- är anslagytorna plana?
- finns fast referenspunkt för sjunkningsmätningen?
- skall stötvågmätning utföras och finns i så fall erforderlig utrustning?

5.8 PROVDRAGNING (VID MANTELBUREN KÄRNA)

- finns program och utrustning för mätningarna?
- hur skall resultaten redovisas?
- finns stabilt underlag för domkraft (er)?
- håller mothållsanordningarna, finns risk för personskada om påle går till brott?
- sker dokumentation av laststeg och rörelser enligt specifikation?
- är domkrafter kalibrerade?
- finns fixbalk för rörelseavläsning?
- har betongen fått tillräcklig härdningstid?
- håller eventuella svetsfogar eller gängskarvar för provdragningskraften?

5.9 INJEKTERINGSBETONG

- har injekteringsbetongen rätt sammansättning?
- rätt vct?
- skall tillsatser användas, t ex flytmedel, retarder, krympningshämmande medel?
- skall provkuber gjutas?
- används rätt pumputrustning?
- används rätt blandningsutrustning?
- finns minsta blandningstid föreskriven?
- tål pumps slag uppkommande tryck?
- är pumpen uppställd så att insugning av luft inte sker?
- är slangen nedförd till borrhålsbotten före start av pumpning?
- sker pumpning tills ren injekteringsbetong strömmar ut vid toppen av foderröret?

5.10 KAPNING AV STÅLKÄRNA

- har tillstånd att kapa erhållits från beställare?
- stämmer angiven kapnivå?
- ges kapytan föreskriven planhet?

5.11 MONTERING AV TRYCKPLATTA

- vilka föreskrifter gäller för svetsarbetet, t ex svetsklass?
- används rätt elektroder?
- svetsarkompetens?
- skall förvärmning utföras?
- skall provning ske, t ex med magnetpulver, ultraljud eller röntgen?
- är plattan rengjord före montering?
- hur sker fixtur, krävs kran för montering?
- medger möjlig arbetsställning att svetsarbetet kan utföras som planerat?

6. Bilagor

1. Borrdimensioner ODEX
2. Borrdimensioner NOEX
3. Kärndimensioner INEXA
4. Checklista för kontroll
5. API-skarv för stålkärnepåle
6. Dimensioner foderrör, tvärsnittskonstanter
7. Beräkningsalgoritm, Rapport 81 och Rapport 84a
8. Standarddimensioner för rör och kärnor

Typ	Bormaskin	Rek. rör- dimens. svetsade foderrör	Max. kron- diameter mm A	Upprymd diameter mm B
-----	-----------	--	-----------------------------------	--------------------------------

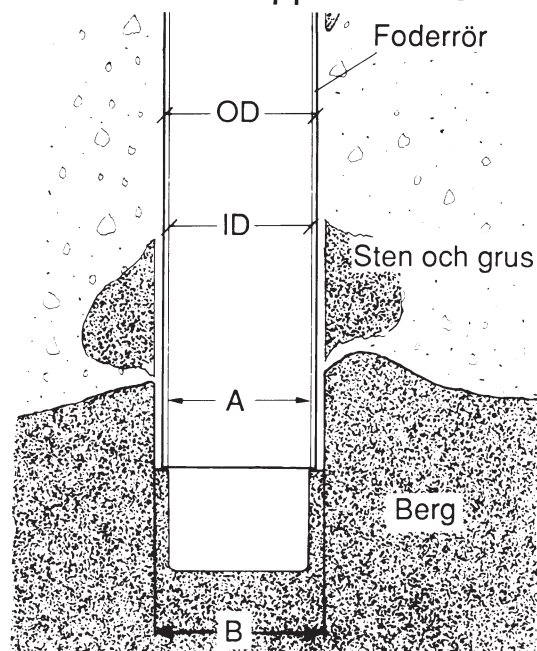
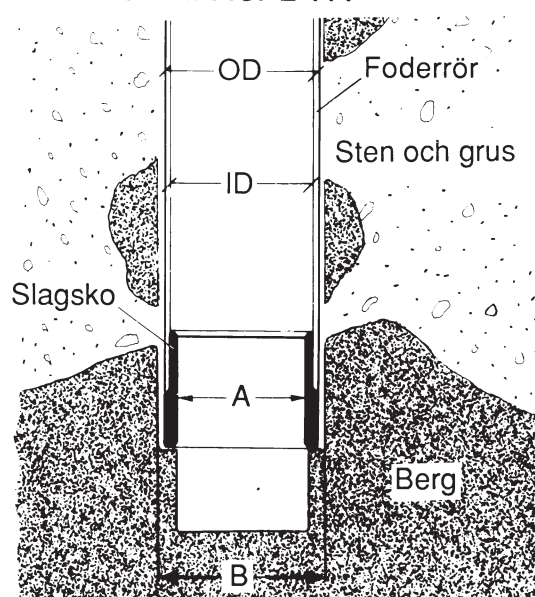
För topphammare utan slagsko

ODEX 76 (*)	BBE 57 COP 1238	max OD 89 min. ID 78 min. vägg- tj. 4,5mm	76	96
ODEX 127 (*)	BBE 57 COP 1238	max OD 142 min ID 128 min. vägg- tj. 5 mm	127	162

För sänkborrhammare med slagsko

ODEX 90 (*)	COP 32 A 30-15	max OD 115 min ID 102 min. vägg- tj. 5 mm	90	123
ODEX 115 (*)	COP 42 DHD 24 DHD 340A DH-4 A 34-15	max. OD 142 min. ID 128 min. vägg- tj. 5mm	115	152
ODEX 140 (*)	COP 52 DHD 15 DHD 350R DH-5 A 43-15	max. OD 171 min. ID 157 min. vägg- tj. 5 mm	140	187
ODEX 165	COP 62 DHD 16 DHD 360 DH-6 SF-6 SF-6L A 53-15	max. OD 196 min. ID 183 min. vägg- tj. 5,5 mm	165	212
ODEX 190	COP 62 DHD 360 A 53-15 A 63-15	max. OD 222 min. ID 205 min. vägg- tj. 6,3 mm	190	237
ODEX 215	DHD 380 A 63-15	max. OD 257 min. ID 241 min. vägg- tj. 6,3 mm	215	278
ODEX 240 (ej standard)	DHD 380 A 63-15	max. OD 273 min. ID 260 min. vägg- tj. 6,3 mm	240	306
ODEX 365 (ej standard)	A-100	max. OD 406 min. ID 387 min. vägg- tj. 6,5 mm	365	450

(*) Finns även med gängade foderrör

ODEX för topphammare**ODEX för DTH**

Atlas Copco

NO-X Jordborrningssystem

Standardsortiment

SYSTEM	Ringborrkrona ID mm	Ringborrkrona YD mm	FODERRÖR	
			ID min. mm	YD max. mm
NO-X 90	91	123	104	115
115	116	149	130	140
140	141	179	157	169
165	166	206	183	195
190	191	232	209	220
215	220	270	243	258
230	230	288	260	274
280	281	337	307	324
315	316	369	339	356
365	365	420	392	406
Diametrar upp till 1200 mm tillverkas mot beställning.				



IBEX AB

Kaminvägen 8, 175 77 Järfälla
Tel. 08-583 536 00, fax 583 550 30
Avd. kontor Väst 0302-322 67

Distributör av

 **INGERSOLL-RAND®**



IBEX presenterar

NO-X

Den nya generationen jordborrtröstning.

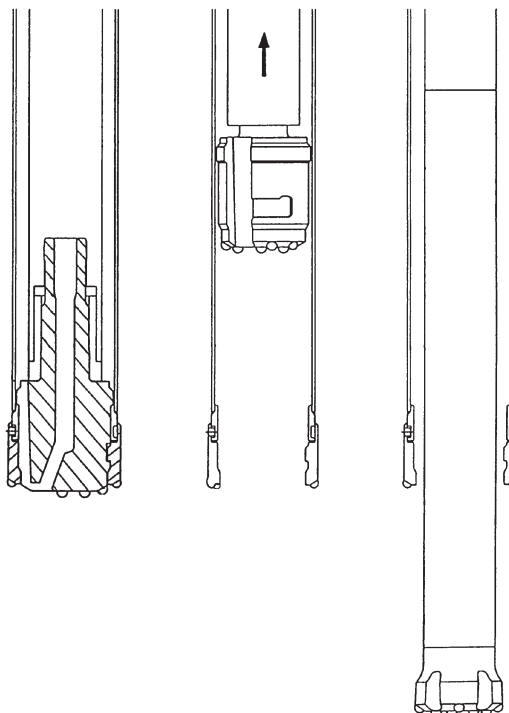
NO-X fördelar:

- Låg rotationskraft.
- Hög borsjunkning, även i berg.
- Plan botten för påbröstning med bergborrkrona.
- Lågt meterpris.
- Ny ringborrkrona i varje hål garanterar bra upprymning.
- Raka borrhål.
- Lämplig för horisontalhål (även med plaströr).

NO-X kan erhållas för alla förekommande borrhämmare och dimensioner.

NYHET!

Finns nu även för topphammare.





STÅLKÄRNOR

Produktfaktablad 1997-04-24

STÅLKÄRNOR FRÅN INEXA PROFIL

ALLMÄNT

För stålkärnepålning har INEXA PROFIL tagit fram en speciellt lämpad rundstång. Stången levereras i sitt standardutförande i längder upp till 12 meter vilket medför stora besparingar i såväl skarvningskostnader som monteringskostnader.
Dimensionsprogrammet är mycket brett där stålkärnor kan levereras mellan 80 mm och 210 mm i diameter.

Stålkärnor från INEXA PROFIL specialriktas till mycket god rakhet för att ge bästa möjliga monteringsförutsättningar i foderröret och minimal initial utböjning. Stången levereras kallsågad med vinkelrätt kapsnitt för att ge bästa möjliga skarvningsförutsättningar. Genom det dubbla korrosionsskyddet som foderröret och betongen ger, kan nominell dimension på stålkärnan användas vid dimensioneringen.

TILLVERKNING

Tillverkning av stålkärnor baseras på malmetallurgi, stränggjutning och kontrollerad valsning, följd av specialriktning, ytkontroll, kallsågning och märkning.

SKARVNING

Skarvning kan ske enligt:

- Svetsning, stumanliggning.
- Hylsskarv + svets.
- Gängning, API-skarv.

KVALITETS- GODKÄNNANDE

Tillverkning och kontroll av Stålkärnor från INEXA PROFIL följer högsta möjliga kvalitetsgodkännande enligt ISO 9001, certifierad av Det Norske Veritas och Lloyd's Register Quality Assurance.

STÅLKÄRNOR FRÅN INEXA PROFIL UPP TILL 12 METER

INEXA PROFIL

Box 927, S-971 28 Luleå, Sweden
Telephone +46 920 735 00, Fax +46 920 735 99, Telex:68321
E-mail: inexa@inexa.postnet.se



DIMENSIONSPROGRAM

Stålkärnor levereras enligt följande dimensionsprogram

Kärndiameter	Tvärsnittsarea	Massa	Mantelarea	Tröghetsmoment
D	A	m		I _x
mm	m ²	kg/m	m ² /m	cm ⁴
80	0,00503	39,46	0,25	201
85	0,00567	44,54	0,27	256
90	0,00636	49,94	0,28	322
95	0,00709	55,64	0,30	400
100	0,00785	61,65	0,31	491
105	0,0087	67,97	0,33	597
110	0,0095	74,60	0,35	719
115	0,0104	81,54	0,36	859
120	0,0113	88,78	0,38	1018
125	0,0123	96,33	0,39	1198
130	0,0133	104,19	0,41	1402
135	0,0143	112,36	0,42	1630
140	0,0154	120,84	0,44	1886
145	0,0165	129,63	0,46	2170
150	0,0177	138,72	0,47	2485
155	0,0189	148,12	0,49	2833
160	0,0201	157,83	0,50	3217
165	0,0214	167,85	0,52	3638
170	0,0227	178,18	0,53	4100
175	0,0240	188,81	0,55	4604
180	0,0255	199,76	0,57	5153
190	0,0284	222,57	0,60	6397
200	0,0314	246,61	0,63	7854
210	0,0348	271,89	0,66	9547

LÄNGD

Stålkärnor från INEXA PROFIL levereras i längder från 6 meter upp till 12 meter i kallsågat utförande. Kortare längder ner till 3 meter kan levereras efter särskild överenskommelse.

LÄNGDTOLERANS

Kallsågat till + / -5 mm.

INEXA PROFIL

Box 927, S-971 28 Luleå, Sweden
 Telephone +46 920 735 00, Fax +46 920 735 99, Telex:68321
 E-mail: inexa@inexa.postnet.se



STÅLSORTER

INEXA stålkärnor levereras i tre standardstålsorter enligt nedan.

Stålsort		Kemisk sammansättning, %											
SS	EN10025+A1		C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Al	V	N
2172-01		Min	-	0,15	1,00	-	-	-	-	-	0,02	-	-
		Max	0,20	0,40	1,40	0,04	0,04	0,08	0,08	0,08	0,06	0,08	0,015
2132-01	S355JO	Min	-	0,15	1,90	-	-	-	-	-	0,02	-	-
		Max	0,18	0,40	1,60	0,03	0,03	0,08	0,08	0,08	0,06	0,05	0,015
2134-01	S355J2G3	Min	-	0,25	1,20	-	-	-	-	-	0,01	-	-
		Max	0,15	0,45	1,60	0,03	0,03	0,05	0,05	0,05	0,04	0,08	0,015

Andra stålsorter kan levereras efter särskild överenskommelse.

MEKANISKA EGENSKAPER

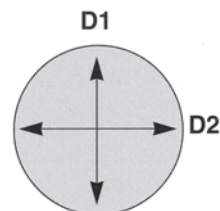
Stålsort		Mekaniska egenskaper					
		ReH	Rm	A5	Z	Slagseghet, KCV	
		(fyk)	(fuk)			Provnings- temperatur	Slagen energi min
		Övre sträckgräns	Brottgräns	Förlängning	Kontraktion		
		Mpa	MPa	%	%	°C	J
SS2172-01	Min	300	470	20	35		
	Max		620				
SS2132-01	Min	330	470	20		0	27
	Max		630				
SS2134-01	Min	330	470	20		-20	27
	Max		630				

E-Modul: 210 000 MPa (gäller samtliga angivna stålsorter)

TVÄRSNITTSTOLERANS

Samtliga stålkärnor levereras enligt specialtolerans avseende diameter och ovalitet, se tabell.

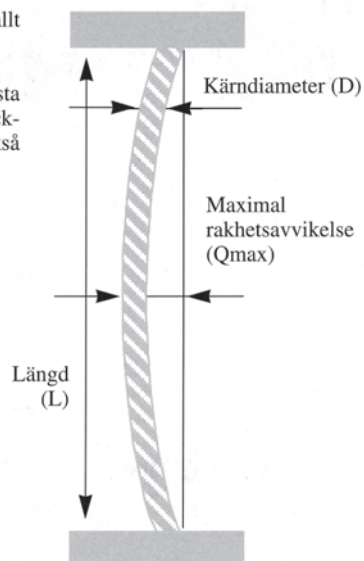
Diameter (D) mm	Diametertolerans mm	Ovalitet (D1-D2) mm
80	+/- 0,8	1,2
85 - 100	+/- 1,0	1,5
105 - 120	+/- 1,3	1,7
125 - 160	+/- 1,6	2,0
165 - 200	+/- 2,0	2,4
210	+/- 2,4	2,8



RAKHETSAVVIKELSE

Stålkärnor från INEXA PROFIL specialriktas i kallt tillstånd till max 1,25 mm/ meter (Q_{max})

Specialriktningen utförs för att ge stålkärnan minsta möjliga initialutböjning och därmed högsta knäckningsmotstånd. Den goda rakheten underlättar också stålkärnans montering i foderröret.

**SVETSBARHET**

$$Kolekvivalenten E_c = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Ni+Cu}{15} + \frac{Cr+Mo+V}{5} < 0,41$$

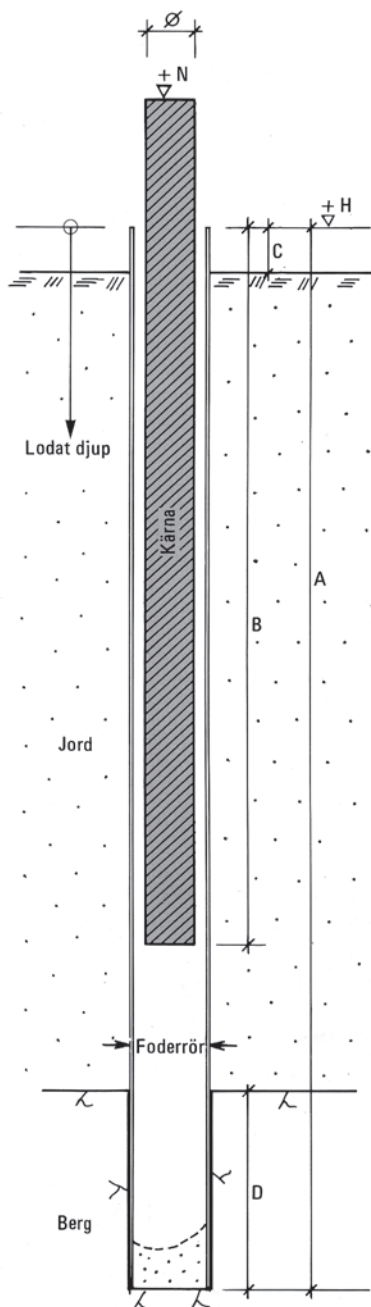
Som svetselektrod rekommenderas: ESAB OK 48.00 eller motsvarande.

ÖVRIGT

För beräkning av stålkärnepålars knäcklängd och övrig dimensionering, hänvisas till Pålkommisionens rapport nr.94 (H Bredenberg, 1996).

För ytterligare information, kontakta gärna Teknisk kundservice, INEXA PROFIL, telefon 0920-735 00.

PROTOKOLL FÖR STÅLKÄRNEPÅLAR



Inmätning

x teor:	y teor:
x verkl:	y verkl:

Borring

Datum:

Foderrörets längd (efter kapning)	
Djup a (enligt figur)	
Foderrörets nivå H (efter kapning)	
Foderrörets överlängd c	
Foderrörets lutning vid + H-nivån	
Längd i berg d	

Spolning

Datum:

Lodat djup från + H-nivån före spolning	
Lodat djup från + H-nivån efter spolning	

Sättning av stålkärna

Datum:

Stålämnets temperatur					
Lodat djup omedelbart innan sättning					
Stålämnets längd					
Delämne	1	2	3	5	Total längd
Dellängd					
Neddrivning före stoppslagning					Foderrörets nivå + H efter drivning
Ämnets djup b		Neddrivnings-utrustning			
Före drivning	Efter drivning				

Stoppslagning

Datum:

Metod:			
Stopptalja	1	2	3
Sjunkning (mm)			
Ämnets överkantnivå + N efter slagning			
Foderrörets nivå + H efter slagning			

Injektering

Datum:

Stålets temperatur:	
Vct:	

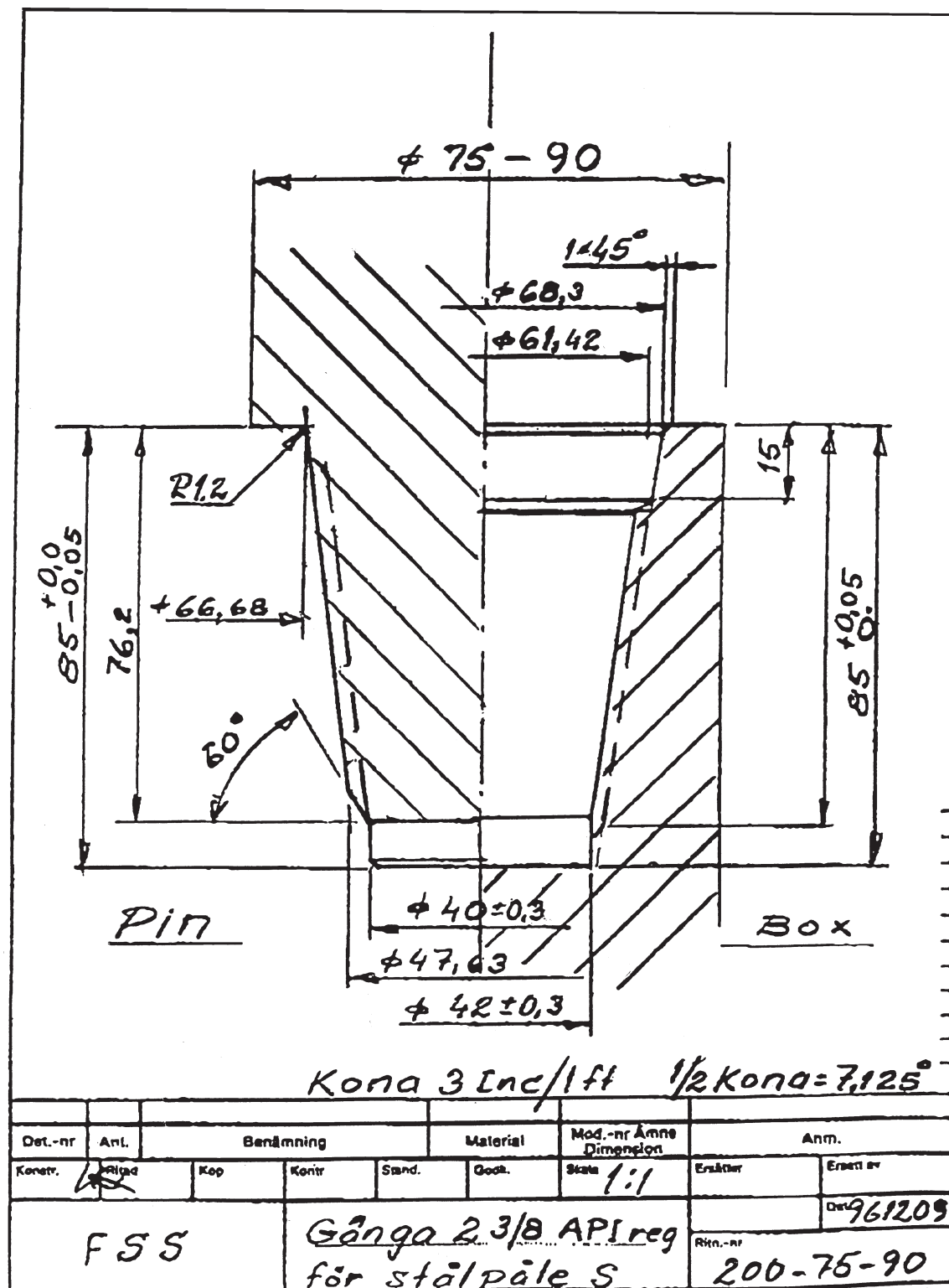
Kapning

Datum:

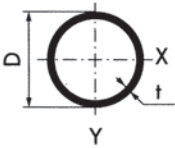
Ämnetsöverkantnivå + N efter kapning	
Anm. (ange bergkvalitet m.m.):	

Datum:

Sign:



Steel pipe piles. Dimensions and cross-sectional values.

		M = Weight A = Cross-section area A _u = External area I = Moment of inertia W = Section modulus		W _p = Elastic modulus i = Radius of gyration I _v = Torsion modulus W _v = Section modulus in torsion Theoretical density = 7,85 kg/dm ³		The cross-sectional rates have been calculated using nominal dimensions D and t.				
D mm	t mm	M kg/m	A cm ²	A _u m ² /m	I cm ⁴	W cm ³	W _p cm ³	i cm	I _v cm ⁴	W _v cm ³
60,3	6,3	8,39	10,69	0,189	39,49	13,10	18,45	1,92	78,97	26,19
76,1	6,3	10,8	13,81	0,239	84,82	22,29	30,78	2,48	169,64	44,58
88,9	6,3	12,8	16,35	0,279	140,24	31,55	43,07	2,93	280,47	63,10
114,3	6,3	16,8	21,38	0,359	312,71	54,72	73,57	3,82	625,43	109,44
1) 139,7	5,0	16,6	21,16	0,439	480,54	68,80	90,76	4,77	961,08	137,59
139,7	6,3	20,7	26,40	0,439	588,62	84,27	112,20	4,72	1177,24	168,54
139,7	8,0	26,0	33,10	0,439	720,29	103,12	138,93	4,66	1440,58	206,24
2) 139,7	10,0	32,0	40,75	0,439	861,89	123,39	168,55	4,60	1723,79	246,78
1) 168,3	5,0	20,1	25,65	0,529	855,85	101,70	133,38	5,78	1711,69	203,41
2) 168,3	10,0	39,0	49,73	0,529	1563,98	185,86	250,92	5,61	3127,97	371,71
1) 193,7	5,0	23,3	29,64	0,609	1320,23	136,32	178,08	6,67	2640,46	272,63
2) 193,7	10,0	45,3	57,71	0,609	2441,59	252,10	337,79	6,50	4883,18	504,20
2) 219,1	10,0	51,6	65,69	0,688	3598,44	328,47	437,56	7,40	7196,88	656,95
2) 219,1	12,5	63,7	81,13	0,688	4344,58	396,58	534,20	7,32	8689,16	793,17
2) 273,0	10,0	64,9	82,62	0,858	7154,09	524,11	692,02	9,31	14308,19	1048,22
2) 273,0	12,5	80,3	102,30	0,858	8697,45	637,18	848,90	9,22	17394,90	1274,35
2) 323,9	10,0	77,4	98,61	1,018	12158,34	750,75	985,67	11,10	24316,68	1501,49
2) 323,9	12,5	96,0	122,29	1,018	14846,53	916,74	1212,78	11,02	29693,06	1833,47
355,6	6,3	54,3	69,13	1,117	10547,20	593,21	768,75	12,35	21094,41	1186,41
355,6	8,0	68,6	87,36	1,117	13201,37	742,48	966,78	12,29	26402,75	1484,97
355,6	10,0	85,2	108,57	1,117	16223,50	912,46	1194,73	12,22	32447,00	824,92
355,6	12,5	106	134,74	1,117	19852,18	1116,55	1472,12	12,14	39704,35	2233,09
406,4	8,0	78,6	100,13	1,277	19873,89	978,05	1269,95	14,09	39747,79	956,09
406,4	10,0	97,8	124,53	1,277	24475,81	1204,52	1571,66	14,02	48951,63	2409,04
2) 406,4	12,5	121	154,68	1,277	30030,67	1477,89	1940,12	13,93	60061,33	2955,77
457,0	8,0	88,6	112,85	1,436	28446,36	1244,92	1612,98	15,88	56892,73	2489,83
457,0	10,0	110	140,43	1,436	35091,32	1535,73	1998,42	15,81	70182,65	3071,45
457,0	12,5	137	174,55	1,436	43144,80	1888,18	2470,40	15,72	86289,61	3776,35

Beräkningsalgoritm, Rapport 81 och Rapport 84a

```

' Loop för beräkning av samhörande värden mellan tillskottsutböjning
' och knäcklast respektive stuklast enligt R81 och R84a Pålkommisionen.

```

```

' H. Bredenberg 1998-08-31

```

```

' beteckningar :

```

```

' y0      = tillskottsutböjning

```

```

' y0step  = steg för tillskottsutböjning, exempelvis 0.1 mm

```

```

' y0max   = max tillskottsutböjning, t ex 200 mm

```

```

' delta0  = initialutböjning

```

```

' yB      = gränsrörelse

```

```

' k       = bäddmodul

```

```

' ke      = ekvivalent bäddmodul

```

```

' B       = foderrörets ytterdiamter

```

```

' EI      = böjstyvhets av kärna + rör

```

```

' W       = böjmotstånd av kärna + rör

```

```

' A       = area av kärna + rör

```

```

' fyd     = dimensionerande hållfasthet för stål

```

```

' Lk      = knäcklängd

```

```

' F0k     =  $2 * \text{Sqr}(EI * k * B)$ , nominell knäcklast

```

```

' Fk(i)    = vektor med knäcklast för varje y0-steg

```

```

' FM(i)    = vektor med stuklast för varje y0-steg

```

```

' i        = index-räknare 1,2,...

```

```

' x        =  $yB/y0$ 

```

```

' alfa     = arcsin(x)

```

```

' Pi       = 3.1415927

```

```

' exekverbar kod =====

```

```

For y0 = y0step To y0max Step y0step

```

```

i = i + 1

```

```

' Med hänsyn till knäckning...

```

```

If y0 > yB Then

```

```

x = yB / y0

```

```

alfa = Atn(x / Sqr(1 - x * x)) ' = arcsin(X)      ' eq.49 i rapport 84a

```

```

flytlängd = alfa * Lk / Pi

```

```

ke = k * 2 * (alfa + 1.5 * Sin(2 * alfa) - _
(Pi - 2 * alfa) * (Sin(alfa) * Sin(alfa))) / Pi      ' eq.47 i Rapport 84a

```

```

Fk(i) = 2 * Sqr(EI * ke * B) * (y0 / (y0 + delta0)) ' eq.43 i Rapport 84a

```

```

Else

```

```

Fk(i) = F0k * (y0 / (y0 + delta0))      ' eq.41 i rapport 84a

```

```

End If

```

```

' Med hänsyn till stukning ...

```

```

FM(i) = fyd * A / (1 + (y0 + delta0) * A / (2 * W)) ' kN, eq. 3.17 Rapport 81

```

```

Next y0

```

```

' =====

```

OM INGET SPECIELLT FÖRELIGGER, SKALL FÖLJANDE KOMBINATIONER ANVÄNDAS.

Stålkärna	BANVERKET m.fl. täckande btg 15mm			VÄGVERKET täckande btg 25mm		
	Foderrör	Inv	Borrmetod	Foderrör	Inv	Borrmetod
90	139,7 x 5,0	129,7	NO-X / TUBEX / ODEX 115	168,3 X 5,0	158,3	NO-X / TUBEX / ODEX 140
100	139,7 x 5,0	129,7	NO-X / TUBEX / ODEX 115	168,3 X 5,0	158,3	NO-X / TUBEX / ODEX 140
110	168,3 X 5,0	158,3	NO-X / TUBEX / ODEX 140	193,7 x 5,4	182,9	NO-X / TUBEX / ODEX 165
120	168,3 X 5,0	158,3	NO-X / TUBEX / ODEX 140	193,7 x 5,4	182,9	NO-X / TUBEX / ODEX 165
130	193,7 x 5,4	182,9	NO-X / TUBEX / ODEX 165	193,7 x 5,4	182,9	NO-X / TUBEX / ODEX 165
150	193,7 x 5,4	182,9	NO-X / TUBEX / ODEX 165	193,7 x 5,4	182,9	NO-X / TUBEX / ODEX 165
Stålkvalite S355J2G3 (SS2142) S355J0 (SS2172)	Stålkvalite S355JR (SS2172)			Stålkvalite S355JR (SS2172)		

Andra kvaliteter kan medföra lång leveranstid.



PÅLKOMMISSIONEN

Meddelanden

- 1 Slagningsprov av pålskor med bergdubbar.
Bror Fellenius
1963
- 2 Provpålning för broar inom blivande
Olskroks- och Gullbergsmoten i samband
med byggande av Europaväg 6 genom
Göteborg.
Bror Fellenius – Waldemar Pejrud
1964 Slut
- 3 Jämförelse mellan moment, krökningsradie
och sprickvidd i betongpålar slagna genom
lös lera till släntberg vid Tingstadsdelen,
Göteborg.
Bror Fellenius
1964
- 4 Pålprovning för järnvägsbro vid Vännäs.
Bror Fellenius
1964 Slut
- 5 Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar.
Bengt Broms
1965 Slut
- 6 Brottlast för snett belastade pålar.
Bengt Broms
1965
- 7 Beräkning av vertikala pålars bärförmåga.
Bengt Broms
1965
- 8 Provpålning mot släntberg vid Skansen
Lejonet, Göteborg.
Waldemar Pejrud
1965
- 9 Inverkan av armeringsmängd, förspänning
och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar
vid slagning.
Sven Sahlin
1965
- 10 Bärförmågan hos armerade betongpålar
slagna till fast bergbotten.
Hjalmar Granholm
1967
- 11 Bärförmågan hos pålar slagna till släntberg.
Bengt Broms
1965
- 12 Dynamisk draghållfasthet hos modellpålar av
oarmerad betong. Resultat av orienterade
försök.
Sven Sahlin – Lars Hellman
1966

- 13 Pålgruppers bärförmåga.
Bengt Broms
1967
- 14 Påkänningar, sprickbildning och utmattning
vid slagning av armerade modellpålar av
betong.
Bo Göran Heders – Sven Sahlin
1971
- 15 Bärförmåga hos släntberg vid statisk
belastning av bergspets. Resultat av
modellförsök.
Sven-Erik Rehnman
1968
- 16 Stålpålars bärförmåga. Resultat av fältförsök
med lätta slagdon.
Gunnar Fjellkner
1970
- 17 Bergdubbens hållfasthet. Resultat från
statiska belastningsförsök.
Sven-Erik Rehnman
1970
- 18 Negative skin friction on long piles in clay.
I. Results of a full scale investigation.
II. General views, and design
recommendations.
Bengt H Fellenius
1971
- 19 Damping of stress waves in piles during
driving. Results from field tests.
Gunnar W Fjellkner - Bengt B Broms
1972

Särtryck och preliminära rapporter

- 1 Allowable bearing capacity of initially bent
piles.
Bengt Broms
Referat från pålkommitténs informationsdag
25 okt 1965
- Provb belastning av påle slagen i lera och
friktionsmaterial.
Gunnar Hellström
- Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar
i lera.
Krister Cederwall
1965
- 2 Provb belastning av stödpålar av betong inom
östra Nordstaden, Göteborg. Delrapport.
Gunnar Hellström
1965

3	Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök. Sven-Erik Rehnman 1966	18	Pålkraftmätare. Bengt H Fellenius – Thomas Haagen Negative skin friction for long piles driven in clay. Bengt H Fellenius – Bengt Broms 1969
4	Om påslagning och pålbärighet. (Informationsdagen 14/11 1966) 1967 Slut		
5	Resultat av pålprovning vid Göteborg C. Bror Fellenius 1955 (omtryckt 1967)	19	Datorberäkning av stötvågsförlopp i pålar medelst variation av modellparametrar. Delrapport III Lennart Vilander 1969
6	Om stoppslagning av stödpålar. Lars Hellman 1967	20	Nya pålnormer. Föredrag vid informationsmöte 25/4 1969. Göte Åström – Per Sahlström – Erik Sandegren 1969 Slut
7	Undersökning med syfte att uppställa stopp slagningsregler för stålålar slagna med trycklufthammare. Delrapport 1. Gunnar Fjelkner 1967 Ersatt av Medd 16	21	Negative skin friction on piles in clay. A literature survey. Bengt H Fellenius 1969
8	Industriell tillverkning av betongpålar. Kajsa Sundberg – Arne Forsell 1968	22	Deformationsegenskaper hos slagna betongpålar. Bengt H Fellenius - Torsten Eriksson Friktionspålars bärförmåga. Resultat från fältförsök i Kanada. Bengt H Fellenius 1969
9	Digitalisering av stötvägsrätningar. Delrapport I Lennart Vilander 1968		
10	Stoppslagning av stålålar med lätta slagdon (trycklufthammare). Delrapport II Gunnar Fjelkner 1968 Ersatt av Medd 16	23	Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till egenspanningar i pålmaterialet. Stig Bernander 1969
11	Förslag till anvisningar för pålprovning och enkel provbelastning. (Andra omarbetade upplagan) 1970	24	IVA Pålkommision 1959-1969. Uppsatser utgivna i samband med Pålkommisionens tioårsjubileum 1969
12	Tillåtna laster på långa stödpålar av betong i östra Nordstaden, Göteborg. Slutrapport. Gunnar Hellström 1969	25	Statistik över antal slagna pålmetrar år 1962, 1966 och 1968 1969 Ersatt av SPR 30
13	Kvarstående förspänningskraft i slagna betongpålar. Undersökning av pålar från grunden till Silo 68, Köping. Bo-Göran Hellers 1968	26	Föredrag vid Pålkommisionens jubileumsmöte den 20 november 1969 Den norske pelemekitës arbeide. Klaare Flaate Aktuella forskningsbehov inom pålningsområdet. Bengt Broms 1970
14	Föredrag vid Halmstad Järnverks armeringsdag 17/11 1967. Bengt Broms – Gunnar Sundberg – Per Möller – Thorild Blomdahl 1968		
15	Statistik över antal slagna pålmetrar 1962 och 1966. 1968 Ersatt av SPR 30	27	Rapport från en resa till Mexiko, USA, Kanada och England 23.8–13.9 1969. Bengt H Fellenius 1970
16	Friktionspålars bärförmåga. En studie av utförda provbelastningar. Sven Hultsjö – Jan Svensson 1969	28	Mätning av fallhejarens anslagshastighet vid påslagning. Karl-Erik Sundström 1970
17	Ett program för beräkning av stötvågsförloppet vid friktionspålning. Delrapport II Lennart Vålander 1969	29	Studier av en friktionspåles verkningssätt Åke Nilsson – Torbjörn Winqvist 1971

- 30 Statistik över antal slagna pålmeter 1962, 1966, 1968 och 1970.
1971 Ersatt av SPR 38
- 31 Friktionspålning för brostöd nr 2 vid Albysjön, tunnelbana 2 SV, Botkyrkabanan.
Sven-Erik Rehnman
1971
- 32 Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige i juni 1971.
Ulf Bergdahl
1971
- 33 Sättningar vid pålning olika djupgrundläggningsmetoder.
Intryck från pålkonferens
1972
- 34 On the bearing capacity of driven piles.
1972
- 35 Load testing of piles according to the Polish regulations.
B K Mazurkiewicz
1972
- 36 Undersökning av konventionell slagdyna. Beräkningsanalyser och beräkningsresultat för olika fall.
Martti Laine
1972
- 37 Approximativ bestämning av böjstyvheten i ett förspänt, delvis uppsprucket betongtvärsnitt.
Bo-Göran Hellers
1973
- 38 Statistik över antal slagna pålmeter år 1962, 1966, 1968, 1970 och 1972.
1973
- 39 Inventering och sammanställning av utförda böjprovningar med oskarvade och skarvade betongpålar.
Björn Kvist - Pär Sandin
1973
- 40 Undersökning av avklingande stötvågs utseende efter pasage genom dyna med tallriksfjädrar.
Bo Larsson
1973
- 41 Om korrosion på stål, speciellt i betongpålar.
Bengt H Fellenius
1974

Övrigt

Slagning och provbelastning av långa pålar. Försök i Gubbero, Göteborg. (Statens Råd för Byggnadsforskning, rapport 99).

Pålningensprotokoll. Blanketter upprättade enligt Särtryck och preliminära rapporter nr 11. Block om 50 blad Pris per block

- 42 Pålar i lera. En geoteknisk återblick med speciell anknytning till Göteborgs-förhållandena.
Bror Fellenius
1974
- 43 Jordundandrängning vid påslagning – resultat av modellförsök.
Rainer Massarsch
1974
- 44 Pålning för Silo 68 i Köping. En redovisning av mätresultat.
Ulf Bergdahl – Åke Nilsson
1974

Rapporter

- 45 Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige 1974.
Ulf Bergdahl
1974
- 46 "Root-piles" Small-diameter injected borepiles.
Anton Frank
1975
- 47 Jordgjutna pålar – en redovisning av vanliga metoder.
K Rainer Massarsch
1975
- 48 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962–1974.
1975
- 49 Deformationsmätningar vid slagning av pålar nära en stenmur – resultat av stereofotogrammetriska mätningar.
K Rainer Massarsch – Gunnar Ivmark
1975
- 50 Pålgrundläggning i Sovjetunionen 1976. Soil movements caused by pile driving in clay.
K Rainer Massarsch
1976
- 52 Angelägenheten hos forskningsprojekt inom pålområdet i Sverige 1975 – enkätresultat.
Ulf Bergdahl – Gunnar Ivmark
1977
- 53 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962–1976.
1978
- 54 Pålgrupper med sidomotstånd och inspänning.
Håkan Bredenberg – Bengt Broms
1978
- 55 Rälspålars böjstyvhet – resultat av böjprovningar.
Elvin Ottosson
1979
- 56 Provbekastning av friktionspålar – En studie av olika provningsmetoder.
U Bergdahl – G Hult
1979

- | | |
|---|---|
| <p>57 Swedish Building Code 1975.
Chapter 23.6 Pile Foundations.</p> <p>Swedish Building Code 1975.
Approval Rules No. 1975:8 Piles
Translated by B Broms
1979</p> <p>58 Grävpålanvisningar.
Dimensionering, utförande och kontroll av
grävda, i jorden gjutna pålar.
1979</p> <p>59 Anvisningar för provpålning med
efterföljande provbelastning.
1980</p> <p>60 Negativ mantelfriktion längs pålar.
Bengt Broms
1979
1980</p> <p>61 Recent pile research.
Activitis of The Swedish Commission
on Pile Research.
Bengt Broms
1980</p> <p>62 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962–1978.
1980</p> <p>63 Slagning av betongpålar med trycklufthejare.
Resultat av fältförsök i Västerås 1973.
Gunnar Fjelkner – Åke Eriksson
– Håkan Bredenberg
1981</p> <p>64 Kohesionspålars bärförmåga.
En studie av utförda provbelastningar på
kohesionspålar av betong.
Ulf Bergdahl – Åke Eriksson – Ture Nilsson
1981</p> <p>65 Swedish Building Code 1980.
Chapter 23.3 Pile Foundations</p> <p>Swedish Building Code 1975.
Approval Rules No. 1975:8 Piles.
Translated by Bengt Broms, 1981
(in English)</p> <p>66 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962-1980.
1982</p> <p>67 Negativ mantelfriktion längs pålar.
Resultat av enkät år 1979.
Lars Bjerin – Jan Fallsvik
1982</p> <p>68 Parameterstudie av olika faktorerers inverkan
på pålars bärförmåga som funktion av
sjunkningen
Carl-John Grävare – Ingemar Hermansson
1982</p> <p>69 Stålpålar - Användningsområden och praxis
för utförande.
Håkan Bredenberg – Ulf Eriksson
– Anders Eriksson – Göran Camitz
1983</p> | <p>70 Buller vid pål- och spontslagning.
En studie av mätmetoder, buflernivåer och
bekämpningsåtgärder.
Ove Bennerhult – Ulf Bergdahl
1983</p> <p>71 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962–1982.
1983</p> <p>72 Förspänd tallriksfjäderdyna.
Resultat av stötvågsteoretiska studier,
datorsimulering, modell- och
fullskaleprovning.
Bo BergLars
1983</p> <p>73 Svensk pålningsteknik under 1980-talet.
Håkan Bredenberg – Crister Bådholm
– Lars Hellman – Göran Holm
1984</p> <p>74 Skarv för kombinationspålar träbetong.
Resultat av drag- och böjprovningar.
Elvin Ottosson
1984</p> <p>75 Förtillverkade betongpålar.
Förslag till standard med
dimensioneringsunderlag.
1984</p> <p>76 Initialspänningens variation vid pålslagning.
Elisabeth Stensgård – Elisabet Olsson
1984</p> <p>77 Grävpålar i friktionsjord
Anvisningar för dynamisk förbelastning
Bo Berggren - Per-Evert Bengtsson
1985</p> <p>78 Statistik över antal tillverkade och slagna
pålmetrar i Sverige åren 1962-1984
1985</p> <p>79 Expanderkroppar
Anvisningar för dimensionering, utförande
och kontroll
1988</p> <p>80 Statistik över antal tillverkade och slagna
pålmetrar i Sverige åren 1962–1986
1988</p> <p>81 Systempålar
Stödpålar av höghållfasta, korrosions-
skyddade stålrör, slagna med lätta
höghastighetshejare.
Anvisningar för beräkning av
dimensionerande bärförmåga.
Anders Fredriksson – Sven Hultsjö
– Håkan Stille
1989</p> <p>82 β-metoden vid pålberäkning, en förstudie.
Claes Alén – Mats Jansson – Hans Lindgren
– Lars Olsson – Jan Romell
1990</p> <p>83 Beräkning av pålars last-rörelsesamband
med utgångspunkt från sonderingsdata.
Håkan Bredenberg – Staffan Hintze
1990</p> |
|---|---|

- | | |
|---|---|
| <p>84 Beräkning av dimensionerande bärförmåga för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.
Per-Evert Bengtsson – Åke Bengtsson – Anders Fredriksson
1991</p> <p>84a Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.
Anders Fredriksson – Per-Evert Bengtsson – Åke Bengtsson
1995
Ersätter Rapport 84</p> <p>85 Statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter i Sverige åren 1962 – 1989.
1991</p> <p>86 Friktionspålars bärförmåga och last/förskjutningssamband.
Karin Rankka
1991</p> <p>87 Bro C339 över Ekolsundsviken. Grundläggning på stålörpårar - konstruktion och arbetsutförande.
Håkan Bredenberg
1991</p> <p>88 Sprickbildning i betongpårar slagna i vatten eller i jordarter med hög permeabilitet.
Stig Bernander
1992</p> <p>89 Integritetskontroll av pålar med stötvågsmätning.
Inemar Hermansson – Jan Romell – Carl-John Grävare
1992</p> <p>90 Grova stålörpårar – anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll.
1993</p> <p>91 Friktionspålar – bärförmågans tillväxt med tiden.
Björn Åstedt – Lars Weiner – Göran Holm
1994</p> <p>92 Datorsimulering av pålslagning.
Bo Berglars – Carl-John Grävare – Per Löfving – Lars Weiner
1993</p> <p>93 Korrosion och korrosionsskydd av stålörpårar och stålspons i jord och vatten.
Göran Camitz
1994</p> <p>84a Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.
1995</p> <p>94 Standardpårar av betong – lastkapacitet och geoteknisk bärförmåga.
1996</p> | <p>95 Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning.
Staffan Hintze – Sven Liedberg – Rainer Massarsch – Magnus Hanson / Hans Elvhammar – Björn Lundahl – Sven-Erik Rehnman
1997</p> <p>96:1 Dimensioneringsprinciper för pålar – Lastkapacitet.
1998</p> |
|---|---|

I september 1959 bildades Pålkommittén för påslagning och påbärighet.

Till grund för kommissionens verksamhet ligger samhällets och branschens behov av forskning och information inom pålningsområdet. Medlemmar är entreprenörer, tillverkare, konsulter, forskare, kommuner samt representanter från olika myndigheter. Organisationen Pålkommissionen, som sammanfogar dessa grupper, är unik i Europa.

Ytterligare upplysningar om Pålkommissionens verksamhet och medlemskap lämnas av kommissionens sekreterare.

Pålkommissionen

c/o Statens geotekniska institut

581 93 Linköping, Tel: 013–20 18 00, Fax: 013–20 19 14

Internet: www.palkommissionen.org