

Pelefundamentering av kraft- master og snøskredforbygninger i skrått terreng

Sluttrapport

584300-2

3 februar 1993

For Norges Geotekniske Institutt

Prosjektleder:

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Karstein Lied'.

Karstein Lied

Kontroll utført av:

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Rolf Lauritzen'.

Rolf Lauritzen

Sammendrag

Prosjektet har gått ut på å undersøke muligheten av bruk av peler for å fundamenterer snøskredforbygninger, kraftmaster og lignende konstruksjoner på løsmasser i bratt terreng. Siktemålet har først og fremst vært å gjennomføre forsøk i felten for å måle hvilken kapasitet som kan opnåes på enkeltpeler når de utsettes for oppløftskrefter, og hvordan mastefundamenter fundamentert på peler reagerer på oppløft, trykk og skjærkrefter.

Peletypen som ble benyttet besto ytterst av et stål foringsrør som ble boret ned med Odex-teknikk. Diameter på foringsrøret var 108 mm og 140 mm. Sentrisk i røret ble det plassert et 32 mm kamstål med påsveiset fotplate tilpasset foringsrøret. Pelene ble fylt med gysemasse, og en sprengladning på 100 g dynamitt ble satt av i bunnen av pelen. På denne måten ble nederste del av foringsrøret utvidet fra 11 til 14-18 cm. I tillegg ble det dannet en betongklump av sand/ grus med diameter ca. 35 cm rundt pelen. Størrelsen på denne foten har avgjørende betydning for pelenes kapasitet.

Kapasitetene til pelene viser stor spredning i målte verdier. Dette kan skyldes variasjoner i grunnforholdene og varierende virkning av sprengstoffet med hensyn til størrelsen av foten i bunnen av pelene.

For peler med dybder mellom 2 og 3 m var kapasitetene jevnt over større enn de beregningsmessige verdier. Gjennomsnittlig bruddlast for 2 m dyp var 140 kN, for 3 m 320 kN. Pelene med dybde på 4 og 5 m hadde gjennomsnittlige bruddlaste på ca. 400 og 450 kN, som er vesentlig mindre enn de beregningsmessige verdiene. Hovedårsaken til dette er sannsynligvis at massenes friksjonsvinkel avtok med økende dybde, og at sprengningen har vært mindre effektiv for de dypeste pelene.

Pelene som ble utsatt for trykkbelastning hadde stort sett en kapasitet som fulgte beregningsmessige verdier.

De fire mastefundamentene som ble utprøvd viste store kapasiteter, spesielt fundamentene med fortplate. Her var bruddkapasiteten 2400 kN og 1500 kN i henholdsvis ur og sand/ grusmasser. For de to minste fundamentene var bruddlasten 1260 kN og 1040 kN for tilsvarende grunnforhold.

Både for enkeltpeler og mastefundamenter ser det ut til at både deformasjoner og kapasiteter ligger innenfor akseptable verdier med hensyn til mulige bruksområder for de aktuelle konstruksjoner som kan tenkes å bli utført med denne fundamenteringsmetoden.

INNHOOLD

	<i>Side</i>
SAMMENDRAG	2
1. BAKGRUNN	4
2. MÅLSETTING	4
3. SAMARBEIDSPARTNERE - ORGANISERING AV PROSJEKTET	5
4. GJENNOMFØRING	6
4.1 Generelt	6
4.2 Pel- og forankringstype	6
4.3 Feltforsøk	7
5. RESULTATER FRA FORSØKENE	13
5.1 Enkeltpeler i ur	13
5.2 Enkeltpeler i grustak	15
5.3 Mastefundamenter i ur	20
5.4 Mastefundamenter i grus/ sand	25
6. VURDERING AV RESULTATENE	27
6.1 Enkeltpeler	27
6.2 Effekt av foringsrør	29
6.3 Trykkforsøk	30
6.4 Forsøk med radielt trekk	30
6.5 Gjennomsnittsverdier, dimensjonerende bruddlaster	30
6.6 Mastefundamenter	31

Foto 1-16

Figur 1-43 (se egen figurliste)

Dokumentkontrollside
Referanseside

1 BAKGRUNN

Fundamentering av bygningskonstruksjoner på løsmasser i bratte skråninger med helningsvinkler fra 20 til 40° er en vanskelig oppgave. Dette skyldes først og fremst at de aktuelle løsmassenes geotekniske egenskaper er lite undersøkt, og at man derfor ikke kjenner til styrke- og deformasjonsegenskaper til f.eks. urmasser og andre typer løsmasser som finnes i bratte fjellsider. Hvordan slike løsmasser er utsatt for solifluksjon (langsomt jordsig) og for telebevegelser, er lite kjent. Herav følger at det heller ikke finnes noe godt dimensjoneringsgrunnlag for ulike typer fundamenter for de beskrevne terreng- og løsmassetyper.

I forbindelse med bygging av støtteforbygninger mot snø- og steinskred, har det vist seg at kostnadene til fundamenteringsarbeidene utgjør 50-80% av totalkostnadene. Ved fundamentering av kraftmaster i bratt terreng ligger også en betydelig del av kostnadene i fundamenteringen.

Den vanligste fundamenteringsmetoden har til nå vært graving/ sjakting til frostfritt dyp, med utstøping av store og forholdsvis kostbare fundamenter. Det er et stort behov for skredsikring i mange områder i Norge og utlandet, men omkostningene hindrer lokalmiljøene i å gjennomføre sikringstiltakene, eller de må utsettes.

Tilsvarende problemstillinger gjelder også for bygging av master for kraftlinjer der det investeres store beløp i inn- og utland. Spesielt gjelder dette for de større overføringslinjene i høyfjellet, men det er også aktuelt for mindre kraftledningsmaster. Lignende utfordringer gjelder også for andre konstruksjoner, f.eks. master for skiheiser.

2. MÅLSETTING

Hovedmålsettingen med prosjektet har vært å utvikle en peleforankringsmetode og en peletype som kan supplere eller erstatte den tradisjonelle form for utgravede fundamenter i skråninger. Erfaring fra pilotprosjekter med snøskredforbygninger, samt tekniske og økonomiske beregninger av pelefundamenter for kraftmaster, har vist at pelefundamenter vil kunne konkurrere i pris med tradisjonelle fundamenteringsmetoder såfremt man finner en rasjonell produksjons- og installasjonsmetode.

Sikkerheten for mannskaper som arbeider med fundamentering i bratt terreng vil også bli vesentlig forbedret ved bruk av pelefundamentering, fordi

man unngår dype byggegroper med stor fare for utrasning av selve byggegroppen.

Miljømessig er også en pelefundamenteringsmetode å foretrekke fordi pelefundamentering fører til vesentlig mindre inngrep i naturen enn fundamentering ved sjakting.

De belastninger som er vanskeligst å ta opp med peler i løsmasser er oppløfts- eller strekk-krefter. Prosjektet har derfor først og fremst hatt som målsetting å undersøke hvordan peler og pelefundamenter reagerer på aksiale oppløftskrefter, men det er også utført forsøk med trykkbelastning og sideveis belastning.

3. SAMARBEIDSPARTNERE - ORGANISERING AV PROSJEKTET

Prosjektet har vært støttet av NTNf innenfor programmet "Produktutvikling og forsøksbygging". Organiseringen har vært som følger:

- Metalock A/S, Drammen Prosjektsøker og industripartner
- Statnett,
Kraftledningsavdelingen Brukerstøtte
- Selmer Sørlandet Brukerstøtte
- Norges Geotekniske Institutt Prosjektledelse

Firma Metalock A/S produserer forskjellige typer fjell og skredsikringsutstyr. Metalock har utviklet en spesiell friksjonssveisemetode der forskjellige typer stålbolter/plater blir sveiset til armeringsstål ved sammenpressing og rotasjon (T-hodestenger o.l.) Dette produktet har inngått som en sentral del i de peletypene som er utprøvd i prosjektet.

Statnett, Kraftledningsavdelingen, har deltatt i prosjektet ut fra den store aktiviteten Statnett har utvist innen kraftlinjebygging. Felteforsøkene i prosjektet er utført ved to lokaliteter nær Statnetts anlegg ved Lillesand (Overføringsanleggene Sør-Norge). Støtte til felteforsøk og prosjektering av mastefundamenter er utført av denne avdelingen i Statnett.

Selmer-Sørlandet, avdeling Arendal, har bidratt med støtte til boring av pelefundamenter.

Norges geotekniske Institutt har hatt prosjektledelse, faglig ansvar og koordinert den praktiske gjennomføringen.

4. GJENNOMFØRING

4.1 Generelt

Forsøkene ble startet i felten i slutten av oktober 1990 med installering av 28 enkeltpeler i Urdalen (fig 1 og 2). Pelene ble belastet til brudd i november (foto nr. 1). Forsøkene er beskrevet i NGI-rapport 584300-1, datert 1 april 1991.

En kort beskrivelse av forsøkene og resultatene vil bli gjengitt i denne sluttrapporten.

I løpet av første halvår 1991 ble det bygget to fundamenter for kraftmaster i samme område. Hvert fundament ble utført med 4 peler til 3 m dybde og ble belastet til brudd i løpet av høsten 1991.

Høsten 1991 ble det videre installert enkeltpeler i et grus- og sandtak ved Urdalen (fig. 1 og 2). Enkeltpelene ble prøvebelastet (trykk og strekk) i løpet av vinteren 1992. Samtidig ble det bygget to mastefundamenter med 4 peler i hvert. Disse ble belastet til brudd i løpet av første halvår 1992.

4.2 Pel- og forankringstype

Prosjektet har i vesentlig grad gått ut på å finne frem til en pel- og forankringstype som er velegnet for forankring i løsmasser på dyp fra 2-5 m. En naturlig løsning var å satse på innborete peler med foringsrør.

Ved boring i løsmasser må det benyttes foringsrør for at massene ikke skal rase inn i hullet når boret trekkes opp. Det ble derfor valgt foringsrør tilpasset Odex boreteknikk. To forskjellige dimensjoner ble benyttet, henholdsvis 139,7 x 4 mm, og 108 x 3,6 mm. Etter at foringsrøret var kommet på plass, ble dette fylt med sementmørtel og et kamstål plassert sentrisk i røret.

Når borehullet fylles med sementmørtel (gyses) viser erfaring at gysemassen lett forsvinner i hulrom mellom stein og blokker, og av denne grunn bør det også nyttes foringsrør.

Bruk av foringsrør ved strekkforankring har imidlertid også negative sider, vesentlig fordi det er vanskelig å oppnå stor nok friksjon mellom foringsrøret og bakken slik at man ikke får overført kreftene fra forankringstaget til grunnen.

En viktig del av prosjektet har vært å komme frem til en strekkforankringspel som er enkel å produsere og som har en tilfredstillende strekkapasitet. For å oppnå dette har Metaloc A/S utarbeidet en løsning som går ut på at man benytter et stag av 32 mm kamstål, kvalitet K500TS, med flytegrense 500 kN. I nedre ende av kamstålet er det påsveiset en sirkulær stålplate, med diameter tilpasset innvendig dimensjon på foringsrøret, og slik at kamstål og fotplate kan tres ned i bunnen av foringsrøret, se foto nr. 2. Sveisingen er utført med Metalocks friksjonssveisemetode.

Fotplaten senkes 30-50 cm lenger ned enn underkant foringsrør slik at platen og nedre del av kamstålet blir omgitt av gysemasse som ligger i kontakt med bakken.

For å oppnå ytterligere feste til bakken ble det benyttet en sprengladning på 100 g som festes til overgangen mellom armeringstål og fotplate. Sprengladningen detoneres når stag og fotplate er senket ned i hullet. Sprengladningens effekt er først og fremst å komprimere massene slik at det dannes et hulrom rundt fotplaten og nedre ende av staget. Som fordemning ble det brukt tørr mørtel og varierende mengder av ferdigblandet gysemasse.

Sveitsiske forsøk har vist at man oppnår et hulrom på 40-50 l med denne sprengningsmetoden.

4.3 Felteforsøk

Til feltforsøkene ble det valgt ut to forsøksområder. Forsøksområde 1 er lokalisert til en 50 m høy urskråning med helningsvinkel 35-37°. Området ligger i Urdalen ca. 4 km vest for Birkeland i Birkenes kommune, 15 km nordvest for Lillesand, se fig. 1 og foto nr. 1.

Blokkdiameteren i ura varierte fra ca. 1-2 m nederst til ca. 25-50 cm øverst. I selve prøveområdet var det ikke fjell i dagen. Boring viste at urmassene i området har en tykkelse på 2-2,5 m. Under ura ligger finere masser, som vist på kornfordelingsdiagram, fig nr 3. Massene på 2,5 og 3 m dyp består av grus og sand med ca. 5-15% innhold av silt/ leire. På 4 m dyp har massene et betydelig større finstoffinnhold, med opptil 50% silt/ leire. Under boringen viste det seg også at vanninnholdet i massene

økte markert med dybden. Prøvene av massene er tatt fra borslammet, og kan vise noe større innhold av finstoff enn det som virkelig er tilfellet. Dybde til fjell er ikke kjent. Dette forholdet hadde imidlertid ingen betydning for forsøket.

Forsøksområde 2 ble lokalisert til et grus/ sandtak ca. 1 km lenger øst, se fig 2 og foto nr. 3. Hovedårsaken til at dette området ble valgt ut var at det var ønskelig å få prøvd ut pelefundamenteringsmetoden under andre grunnforhold enn i område 1. Område 2 var også betydelig enklere å komme til slik at tilrigging og prøvebelastning ble mindre kostbart. Massene i dette prøveområdet var hovedsakelig grus og sand øverst, og sand lenger nede. Kornfordelingskurvene i fig 4 viser at materialet fra 1-3 m dybde består av sand og grus, og på 4-5 m dyp av ren sand. Hele området ligger over grunnvannsnivået. Vanninnholdet i prøvene varierte fra ca. 2-5%.

4.3.1 Enkeltpeler i ur

Første forsøksserie omfattet instalasjon av 18 peler i Urdalen slik som beskrevet i rapport 584300-1. I første forsøksserie ble 10 peler med dimensjon 108 x 3,6 mm utsatt for strekkprøving. Seks av disse ble utsatt for aksialt strekk, vinkelrett på terrengoverflaten. Tre peler ble prøvebelastet med trekk parallelt med terrenget.

De øvrige pelene utgjorde understøttelse for prøvebelastningsbjelkene, dimensjon 139,7 x 4 mm.

Prøvepelene hadde en innboringsdybde på 2,3 og 4 m, understøttelsespelene hadde konstant dybde på 3 m.

Andre forsøksserie bestod i installasjon av 10 peler hvorav 6 stk. ble utsatt for aksialt strekk. Dybden var 3 m for alle pelene. I denne forsøkserien var de nederste 1,5 m av foringsrørene perforert med hull med diameter 7 cm, avstand mellom hullene 10 cm. Hensikten med perforeringen var å øke friksjonen mellom pel og undergrunn og derved øke pelenes kapasitet, ved at gysemassen i større grad ville trenge ut i de omgivende masser når pelene ble fylt med mørtel.

4.3.2 Enkeltpele i grus og sand

Tredje forsøksserie bestod i instalasjon og belastning av følgende peleer:

Aksialt strekk:

14 vertikale peleer, dybde ca 3, 4 og 5 m.

Radielt strekk:

6 peleer innboret 60° i forhold til horisontalplanet, dybde 3, 4 og 5 m.

Aksialt trykk:

5 vertikale peleer, dybde 3, 4 og 5 m.

I tillegg ble det satt ned 15 peleer til 3 m dybde som understøttelse for prøvebelastningsbjelker.

Alle pelene bestod av perforerte foringsrør, diameter 108 x 3,6 mm med konstruksjon som beskrevet ovenfor. Sprengning i pelene ble foretatt etter at pelene var fylt opp med gysemasse.

For 5 av strekkpelenes vedkommende ble foringsrøret trukket opp under gysing. Hensikten med dette var å sammenligne kapasiteten til peleer med og uten foringsrør.

Plan over forsøksserien er vist i fig 5.

4.3.3 Radiell belastning

Forsøkene bestod i at det ble gjennomført radiell belastning av enkeltpeleer, både i skrått og horisontalt terreng. I Urdalen ble tre peleer trukket enkeltvis og parallelt med terrengoverflaten. Pelene ble montert med en helningsvinkel på 20° i forhold til horisontalplanet, se fig 6, med dybder på 1,7 m, 1,8 m og 2,4 m. Foringsrørene var ikke perforerte.

I grustaket der terrenget er horisontalt ble 6 peleer montert med 60° helning og prøvetrukket horisontalt. Dybdene var 3, 4 og 5 m med to peleer i hvert dybdenivå. Alle disse pelene var perforerte.

Peletypen er først og fremst aktuell ved forankring av snøskredforbygninger, der strekkbelastningen overføres til pelen med en kraft som er nær parallell med bakken. Denne type konstruksjoner kan tåle deformasjoner i forankringen på 10-20 cm uten å ta skade.

4.3.4 Forbruk av gysemasse

Forbruket av gysemasse viste seg å være størst i de perforerte pelene i urmasser. Forholdet mellom pelevolumet og forbrukt gysemasse var her 1:5,6. For disse pelene var forbruket av gysemasse 4032 l, og volumet av pelene 718 l. I enkelte perforerte pelers gikk det med over 500 l, til et pelevolum på 24 l. Det store forbruket skyldes lekkasje gjennom perforeringen og ut i ura. Det var særlig i 6 av pelene denne lekkasjen var stor. Til disse 6 pelene ble det brukt 2300 l gysemasse, mens det i de øvrige 18 pelene gikk med 1700 l. Lekkasjen under gysingen ble forsøkt stoppet ved å tre et plastrør ned i pelene, men dette hadde liten virkning.

Ved å utføre gysingen over to dager slik at første del av gysemassen fikk anledning til å herdne, var det mulig å få fylt opp de pelene der lekkasjen var størst. Dette viste seg å være en effektiv metode til å redusere forbruket av gysemasse.

I de ikke-perforerte pelene var forholdet mellom pelevolum og forbrukt gysemasse 1:2,1. Største volum gysemasse var 90 l i en pel med volum på 16 l.

Til gysing av pelene i grustaket var forbruket av gysemasse vesentlig mindre. Her var det nokså nært samsvar mellom pelevolum og forbrukt gysemasse før skyting ble foretatt. Gysemassen ble benyttet til fordemning, og etter skyting gikk det ytterligere 15 l gysemasse til etterfylling pr. pel i gjennomsnitt.

4.3.3 Mastefundamenter

Pelene som mastefundamentene var bygget på, ble utført på samme måte som de beskrevne enkeltpelene. Hver pel bestod av et foringsrør av stål, 108,6 x 3 mm, dybde 3 m. Alle pelene var perforert. Fire enkeltpelers inngikk i hvert mastefundament.

Den øverste delen av pelene, ca. 0,3 m, ble støpt inn i selve mastefundamentene. De fire pelene er satt ned i vifteform med en bestemt vinkel slik at forlengelsen av pelenes akser møtes i toppen av mastefundamentet. Der ved overføres belastningen fra mastefundamentet til pelene kun som aksialt strekk og trykk. Dette er nødvendig for å unngå bøyepåkjenninger i de slanke pelene.

Mastefundamenter i ur

Skrått terreng

Fundamentet bestod av en betongplate med dimensjon 2,0 x 2,24 x 0,5 m. Overkant plate var i plan med uras overflate. På platen ble det støpt en sylindrisk søyle, diameter 0,60 m, høyde 2,0 m. Nedre del av søylen var forsterket med en horisontal utstøping med feste for 2 løftestag, ett på oversiden og ett på nedsiden av søylen, se fig. 7 og foto nr. 4. Løftestagene bestod av 50 mm rundstål med bruddlast 550 kN. Samlet masse for fundamentet var 7600 kg.

Fundamentet ble prosjektert og bygget av Statkraft, Lillesand, og ble ansett for å ha en representativ utforming for mastefundamenter på løsmasser i bratt terreng. Brukslastene for fundamentet var følgende:

Oppløftskraft:	600 kN
Horisontalkraft:	80 kN
Trykk-kraft:	415 kN

Horisontalt terreng

Antall peler og peleutforming var tilsvarende som i fundamentet beskrevet ovenfor. Selve fundamentet hadde et kvadratisk tverrsnitt med sidekanter 80 cm. Høyden var 70 cm, se fig. 8 og foto nr. 5. På toppen var det innstøpt to bolter for feste av løftestag og en bolt for påføring av horisontalkraft. Fundamentet ble plassert på et utjevnet steinunderlag 10-20 cm under terrengnivå. Området var tilnærmet horisontalt, og bestod av urmasser med blokkstørrelse fra ca. 0,5-1 m. Steinmassene hadde en dybde på ca 2 m. Under dette lå det sand/ grusmasser.

Fundamentets brukslast ble satt til:

Oppløftskraft:	500 kN
Horisontalkraft:	750 kN

Mastefundamenter på sand og grusmasser

For å undersøke pelekapasiteten for mastefundamenter på denne type løsmasser ble det støpt to typer fundamenter. Type 1 bestod av en kvadratisk betongplate med sidekant 200 cm, høyde 40 cm. Betongplaten var fundamentert på et avrettet grusunderlag ca. 10 cm under terreng. I sentrum av platen ble det støpt en vertikal stubbe med diameter 60 cm, høyde 200 cm. Pelene ble ført inn i hvert hjørne av platen med en vinkel 1:2 slik at forlengelsen av pelene møttes i toppen av stubben. Pelene ble boret ned til

3 m dybde, vertikalt regnet. Arrangementet fremgår av fig. 9 og foto nr. 6.

Fundamenttype 2 bestod av en sirkulær stabbe med diameter 100 cm og høyde 65 cm. Fundamentering og pelekonstruksjon var tilsvarende fundamenttype 1. Konstruksjonen av fundamentet er vist på fig. 10 og foto nr. 7.

4.3.4 Prøvetrekking og måling av deformasjoner

Prøvetrekkingen ble utført ved at en eller flere jekker med kapasitet 60 t ble montert på et H-formet bjelkeunderlag. To bjelkepar à 4,5 m ble plassert på 4 understøttelsespler. Bjelkene hadde en vekt på ca. 750 kg og ble manøvrert på plass ved hjelp av beltekjøretøy (Muskeg) og vinsj. Jekken ble plassert på et tversgående bjelkepar og ble koblet til prøvepelen via en M36 gjengebolt som gikk gjennom jekken. Arrangementet for prøvebelastningen fremgår av foto nr. 1 og 4-7.

Deformasjonene ble målt med landmålingskikkert mot toppen av gjengebolten(e) som gikk gjennom jekken(e). På mastefundamentene ble det også målt direkte på betongplaten.

Målingene ble korrigert for forlengelsen av stålet i strekkstaget ovenfor pelens/ betongens topp-punkt. Horisontaldeformasjoner ble registrert med målebånd fra et fastpunkt.

Prøvetrekkingen av "skråpelene" ble påført via et spesiallaget arrangement som vist på foto nr. 8. Deformasjonene av pelen ble registrert i vertikalplanet og langs bakkeplanet.

Prosedyrene for prøvetrekkingen foregikk i store trekk slik som beskrevet i "Veiledning ved pelefundamentering". Påføring av last foregikk trinnvis med ca 5% av forventet bruddlast pr trinn. Mellom hvert last-trinn ble det gjort opphold. Neste last-trinn ble påført etter at pelen/ fundamentet ikke viste deformasjon med tiden. Pelenes og fundamentenes kapasiteter ble bestemt etter 90%-regelen: "Bruddlasten er den lasten som gir dobbelt så stor deformasjon som 90% av lasten". I gjennomsnitt tok det 2 timer å gjennomføre et belastningsforsøk til brudd. I enkelte tilfelle ble det foretatt pålastning og avlastning i flere omganger før pelene ble belastet til brudd. For tre av mastefundamentene ble det gjennomført langtidforsøk ved at brukslasten (oppløft og horisontal-last) ble holdt konstant over ca. 3 måneder.

5. RESULTATER FRA FORSØKENE

5.1 Enkeltpeler i ur

5.1.1 Aksialt strekk ikke-perforeerte peler

Forsøksresultatene viser relativt store bruddlaster, men resultatene varierer mye fra pel til pel, se tabell 5.1.1.

Tabell 5.1.1 Deformasjon av ikke-perforeerte peler, aksialt strekk

Pel nr.	Dybde (m)	Bruddlast (kN)	Deformasjon ved 50 % av bruddlast (mm)
3.3	2	185 } 140	2
4.1	2	95 }	4
3.2	3	310 } 310	4
4.2	3	310 }	3
3.1	4	310 } 200	7
4.3	4	190 }	5
Gj. snitt:		233	4

Bruddlasten varierte fra 95 kN til 310 kN, med minst kapasitet på de grunneste pelene. Gjennomsnittlig deformasjon ved 50% av bruddlasten (117 kN) var 4 mm. Det var imidlertid ingen tegn til økning i pelekapasiteten fra 3 til 4 m dybde. Årsaken til dette skyldes sannsynligvis at finstoff- og vanninnhold økte med dybden, slik at massenes friksjonsvinkel avtok med dybden.

5.1.2 Aksialt strekk perforerte peler

Prøvetrekking av enkeltpeler i andre forsøksserie ble foretatt 16-18 januar 1991. Forsøkene viste at perforeringen av rørene førte til en markert økning i kapasiteten til pelene, men resultatene varierer fortsatt mye, se tabell 5.1.2.

Tabell 5.1.2 Deformasjon av perforerte peler, aksialt strekk

Pel	Dybde (m)	Bruddlast (kN)	Def. v.50 % last (mm)
6.1	3	290	5,6
6.2	3	500-550 (antatt)	5,0
6.3	3	560	1,8
7.1	3	360	11,0
7.2	3	400	0
7.3	3	460	4,8
Gjennomsnitt:		428	4,7

Bruddlasten lå i disse forsøkene mellom 290 og 500 kN. Deformasjonen ved 50% av bruddlasten (214 kN) var i gjennomsnitt 4,7 mm.

Selv om gjennomsnittstallene fra de to forsøksseriene ikke er direkte sammenlignbare pga. forskjellige boredyp, ser det ut til at kapasiteten for perforerte peler er økt til det dobbelte, fra et gjennomsnitt på 233 kN til 428 kN.

5.1.3 Radiell belastning i ur

Hensikten med forsøkene var først og fremst å undersøke i hvilken grad pelene skjærer seg ned i bakken under belastning. Deformasjonen blir naturlig nok relativt stor fordi belastningen påføres med en vinkel på 120° i forhold til pelens lengdeakse. Ved belastning reagerte pelene i første omgang med nedbøyning, deretter ble de trukket gradvis ut av bakken. Etter hvert som peletoppen bøyes, blir kraften stadig mer parallell med pelens akse, og det skal derfor stadig større kraft til for å bøye pelen.

Forsøkene viste helt klart at det er liten fare for at pelene skjærer seg ned i urmassene, idet alle de tre pelene relativt raskt oppnådde understøttelse av steinblokkene i ura. Fordi steinene ligger i forband fordeles lasten effektivt, og når kraftretningen etter hvert blir parallell med den ytterste delen av pelen, blir nedskjæringen i urmassene liten.

Resultatene fra forsøkene er vist i tabell 5.1.3.

Tabell 5.1.3 Deformasjon av peler ved strekk parallelt med bakken

Pel nr.:	Dybde (m)	Bruddlast (kN)	Def. v/50 % av bruddlast (cm)
1.1	2,4	300	9,0
1.2	1,7	140	2,0
1.4	1,8	160	1,5

Pel nr 1.1, som var dypest, oppnådde en kapasitet på 300 kN før brudd, med 9 cm deformasjon ved 50% last. Pel nr. 1.2 og 1.4, som var 1,7 og 1,8 m dype, hadde en bruddlast på henholdsvis 140 og 160 kN. Deformasjonen ved 50%-lasten var 2,0 og 2,5 cm. Bruddene intrådte plutselig for alle pelenes vedkommende, ved at pelene momentant "hoppet" et stykke ut, samtidig som manometertrykket sank. Ved gjentatt belastning skjedde påfølgende nye "brudd" på samme måte.

5.2 Enkeltpeler i grustak

5.2.1 Aksialt strekk

Prøvetrekkingen av pelene foregikk etter tilsvarende prosedyre som for enkeltpelene i urskråningen. De aller fleste av pelene hadde foringsrør, men på 5 av pelene ble foringsrøret fjernet før gysing. Seks av pelene hadde en dybde (D) på ca 3 m. Kapasiteten til disse pelene varierte fra 270 kN (D = 2,75 m), til 400 kN (D = 2,9 m), se tabell 5.2.1.

Tabell 5.2.1 Enkeltpeler i grus/ sand

Pel nr.	Dybde (m)	Bruddlast (kN)	Def. v/ brudd (mm)	Def. v/ 50% av bruddlast (mm)	Anmerkning
4.1	2,74	270	35	3	
1.5	2,85	360	45	6	
1.1	2,90	270	40	5	Uten foringsrør
1.2	2,90	400	60	8	Uten foringsrør
1.4	2,90	330	25	1	
4.2	2,90	285	25	3	
4.3	3,80	440	25	5	
2.4	3,90	490	25	5	
2.5	3,90	480	25	7	
4.4	4,0	500	30	13	
2.2	4,10	240	30	2	Uten foringsrør
2.1	4,25	300	36	7	Uten foringsrør
2.3	4,60	490	40	9	Uten foringsrør
1.3	5,20	420	30	4	

Det er relativt stor spredning i bruddlastene, og størrelsen på deformasjonen ved brudd varierer fra 25-60 mm. Deformasjonsforløpet er vist på fig. 12 til 25. Pelene med laveste og høyeste bruddlast var uten foringsrør.

Seks peler hadde en dybde på ca. 4 m. Her varierte bruddlasten fra 240 til 500 kN, dvs. en variasjon på over 100% i kapasiteten. De laveste verdiene hadde pelene uten foringsrør, med 240 og 300 kN henholdsvis (pel 2.2 og 2.1).

Pel nr 2.3 og 1.3 var på 4,6 og 5,2 m. For disse var bruddlasten henholdsvis 490 og 420 kN, med en deformasjon ved brudd på 40 og 30 mm. Pel 2.3 var uten foringsrør.

5.2.2 Aksialt trykk

For å få et lite begrep om trykk-kapasiteten for denne peletypen, ble 4 peler belastet med vertikal trykkbelastning. Resultatene er vist i tabell 5.2.2 og fig. nr. 26-29.

Tabell 5.2.2 Enkeltpeleer i grus/ sand

Pel nr.	Dybde (m)	Bruddlast (kN)	Def. v/ brudd (mm)	Def. v/ 50% av bruddlast (mm)	Anmerkning
6.1	2,8	530	80	9	
6.2	2,9	585	27	7	
6.4	3,8	600	30	6	
6.3	3,9	550	30	4	

To av pelene hadde en dybde på ca. 3 m, her var bruddlasten 530 og 585 kN. Defomasjonen ved brudd var henholdsvis 80 og 27 mm. De to pelene på ca. 4 m dybde hadde bruddlaster på 600 og 550 kN, begge med deformasjon på 30 mm. Det er vanskelig å trekke konklusjoner etter et så lite antall forsøk, også fordi resultatene varierer innen samme dybde. Kapasiteten hos de grunneste pelene er relativt sett større enn hos de dype.

5.2.3 Skrå peleer - Horisontal belastning

Resultatene fra de 6 pelene som ble satt ned 60° i forhold til horisontalplanet er vist i tabell 5.2.3 på fig. 30-35, 11a og b.

Tabell 5.2.3 Skrå peleer. Horisontalt trekk i grus/ sand

Pel nr.	Dybde (m)	Bruddlast (kN)	Def. v/ brudd (mm)	Def. v/ 50% av bruddlast (mm)	Anmerkning
8.1	2,8	400	190	125	
8.2	2,8	500	400	185	
8.3	3,8	400	320	25	
8.4	4,3	600	175	95	
8.6	4,9	580	430	180	
8.5	5,3	600	160	77	

Bruddlastene varierte fra 400 kN i 2,8 m dybde til 600 kN i 4,3 og 5,3 m dybde. Også for disse pelene er det forholdsvis stor variasjon i bruddlast innenfor tilnærmet like dybder. Kapasitetene øker relativt beskjedent med dybden, fra gjennomsnittlig 450 kN på 2,8m dyp til 600 kN på 5,3 m dyp. Deformasjonen i bruddtilstanden varierte fra 160 mm til 430 mm. En av de to pelene som hadde høyest bruddlast hadde minst deformasjon, mens pelen med nest høyeste bruddlast (580 kN) hadde størst deformasjon. Denne variasjonen skyldes at pelenes understøttelse mot bakken varierte i stor grad. Vertikalforskyvningen av pelene ved brudd varierte fra 23,5 mm til -43,0 mm. Også for disse pelene var nedskjæringen i bakken liten, i likhet med de tilsvarende pelene i urmassene, se foto nr. 9 og 10.

5.2.4 Oppgraving av peler

For å undersøke hvordan spregning og gysing påvirket utformingen av pelene, ble 22 peler gravd opp etter at forsøkene var avsluttet. Det var kun pelene som var inntil 3 m dype som kunne graves opp, de øvrige lot seg ikke fjerne med gravemaskin uten bortgraving av store sand/ grusmasser.

Tabell 5.2.4 gir en oversikt over de oppgravde pelene.

I kolonne 4 er det skjematisk redegjort for størrelsen på "klumpen" i nedre enden av pelene. Denne klumpen bestod av et faststøpt aggregat av gysemasse, sand og grus omkring den nedre delen av pelene. Diameteren var relativt jevn, 30-35 cm, med avtakende tykkelse oppover pelen. Største diameter lå fra ca. 0-25 cm ovenfor bunnen av pelen. Innenfor denne støpte sonen var selve pelen sprengt ut til en diameter som varierte mellom 14 og 25 cm. Utseendet fremgår av foto nr. 11-15. På alle opptrekkspelene var den faststøpte sand/ grusmassen utenpå pelene trukket av under prøvebelastningen fordi belastningene oversteg skjærstyrken mellom betongen og stålet i pelen. På de øvrige pelene var den faststøpte massen intakt og i kontakt med pelene. Pel 1.1 og 1.2 var uten foringsrør. Disse pelene hadde en jevnt økende tykkelse på betongkappen utenpå pelene, til ca. 25 cm nederst. Nedre del av betongen var slitt av fra kamstålet under prøvetrekkingen.

Tabell 5.2.4 Oppgraving av peler

Pel nr.	Dybde (m)	Bruddlast O: Opptrekk T: Trykk (kN)	Gysemasse B · L(cm)/ Ø stål(cm)	Anmerkning
01	2,9		35 · 80	Underlagspel
02	2,9		35 · 75	Underlagspel
03	3,0		35 · 80	Underlagspel
1.1	2,9	270 O	/Ø=20	Uten foringsrør
1.2	2,9	400 O	/Ø=25	Betong løsnet under trekking
1.4	2,9	330 O	/Ø=15	Betong trukket av ved prøvetrekking
1.5	2,85	360 O	/Ø=15	Betong trukket av ved prøvetrekking
1A1	2,9		35 · 50-70	Understøttelsespel
1A2	3,0		35 · 60/Ø=25	Understøttelsespel
1A3	3,0		35 · 60/Ø=25	Understøttelsespel
3.1	3,0		30 · 50	Understøttelsespel
3.2	3,0		30 · 60	Understøttelsespel
3.3	3,0		30 · 50	Understøttelsespel
4.1	2,75	270 O	/Ø=17	
4.2	2,90	285 O	/Ø=14	
5.1	3,0		35 · 100	Understøttelsespel
6.1	2,8	530 T	/Ø=14	
7.1	2,85		32 · 60	Understøttelsespel
6.2	2,9	585 T	/Ø=18	
5.2	2,85		30 · 100	Understøttelsespel
7.2	2,9		30 · 100	Understøttelsespel
5.3	2,85		34 · 100/ Ø=18	Understøttelsespel

5.3 Mastefundamenter i ur

5.3.1 Skrått terreng

Oppløft

Prøvetrekking av fundamentet ble foretatt 23-24 april og 21 november 1991. Fundamentet ble utsatt for oppløft, trykk og horisontalbelastninger på følgende måte:

1. Oppløftskraft: Maks. 1200 kN kombinert med horisontalkraft inn mot terreng på 80 kN, med angrepspunkt i topp fundament.
2. Trykk-kraft: Maks. 500 kN kombinert med horisontalkraft 80 kN inn mot terreng.

Prøvetrekkingen ble foretatt med to jekker hver med maksimalkraft på 600 kN. Jekkene ble plassert på hver side av fundamentet og koblet til et løftestag, diameter 50 mm, bruddlast 600 kN (se foto nr. 4). Underlag for hver jekk var 2 stk. U-kanal 260 x 2600 mm, st. 52. Disse bjelkene hvilte igjen på fire bjelker, to på hver side av fundamentet, U-kanal 350 x 5600 mm, st. 37. Underlagsbjelkene var opplagret på en pel i hver ende. Pelen hadde en opprinnelig dimensjon på 139,7 x 4 mm. Ved maksimal oppløftskraft på 1200 kN ville det bli en kraftkomponent nedover langs hvert bjelkepar på 300 kN. Denne kraften måtte taes opp av pelene som en radialkraft, og for å hindre bøyning av pelene måtte de forsterkes. Understøttelsespelene ble derfor støpt ut til diameter 50 cm. Fire av pelene høyere oppe i terrenget som tidligere var benyttet til prøvetrekking av enkeltpeler ble forsterket på samme måte. Disse fire pelene ble koblet sammen med underlagsbjelkene på hver side av fundamentet. Derved ble resultatene nedover på 300 kN fordelt på fire peler, og dette viste seg å være tilstrekkelig.

Prøvetrekkingen startet med at horisontal-lasten inn mot terreng ble påført. Gjengebolten på toppen av fundamentet ble koblet til to samvirkende forankringspeler via en kjettingtalje og et dynamometer. Ved 55 kN last beveget fundament-toppene seg 2 mm i kraftens retning, ved 80 kN var bevegelsen 10 mm. Fundamentplaten viste ingen forflytning.

Kraft/ deformasjonsforløpet fra målingen på toppen av fundamnetet er vist i fig. 36. Det ble gjennomført to oppløftsforsøk. I første forsøk var maksimallasten 700 kN. Deformasjonsforløpet viser null deformasjon opp til 300 kN, deretter 1,5 mm ved 400 kN, 2,5 mm ved 500 kN, 3 mm ved

600 kN og 3,5 mm ved 700 kN. Ved dette lastnivået ble løftestagene låst fast til underlagsbjelkene med en låsemutter og belastningen opprettholdt i 18 timer. Oppholdet førte ikke til noen bevegelse i fundamentet og belastningen holdt seg konstant på 700 kN. Horisontallasten avtok til 70 kN i løpet av dette tidsrommet. Dette skyldes deformasjon i motholdspelene for jekken, ikke i mastefundamentet.

Etter 18 timer ble fundamentet gradvis avlastet. Etter full avlastning hadde fundamentet en varig deformasjon i vertikalretningen på 2 mm. I horisontalretningen gikk fundamentet tilbake til utgangspunktet.

Under forsøket beveget alle de tre målepunktene seg omtrent parallelt. Det var en tendens til at nedre målepunkt hadde noe større deformasjon enn det midtre og det øvre. Ved 700 kN kraft var deformasjonen 5,5 mm på nedre, 3,5 på midtre og 4 mm på øvre målepunkt. Forskjellen mellom midtre og øvre ligger antakelig innenfor usikkerheten i avlesningsnøyaktigheten. Forskjellen på nedre og midtre/ øvre kan også forklares ved at horisontalbelastningen førte til en momentbelastning som igjen kan ha bidratt til et større oppløft i nedre del av fundamentet.

Trykkbelastning

Fundamentet ble deretter påført en utadrettet horisontal-last på 85 kN fra toppen av stabben samtidig som det ble påført en vertikal trykkbelastning i trinn opp til 500 kN. Horisontaldeformasjonen i toppen av stabben var 10 mm, og denne holdt seg konstant under økende vertikalbelastning.

Deformasjonen i vertikalretningen var beskjeden:

Last i kN	Deformasjon i mm
300	0
400	1,0
500	1,0

Etter avlastning gikk toppen av fundamentet 5 mm tilbake, dvs. det ble en permanent deformasjon på 5 mm. I vertikalretningen gikk fundamentet tilbake 0,5 mm ved avlastning.

Oppløft til brudd

Fundamentet ble deretter belastet med en gradvis økende oppløftskraft. Deformasjonsforløpet fremgår av fig. 37 og 38, samt av tabellen på neste side:

Last i kN	Deformasjon i mm
200	0,5
400	1,5
600	2,5
800	3,5
1000	4,5
1200	6,5

Ved 1200 kN last inntraff brudd i ett av de to vertikale løftestagene, uten av selve fundamentet var kommet opp mot bruddlasten. Dette medførte en større ombygging av løftearrangementet, idet flere løftestag ble støpt inn i fotplaten på fundamantet. Løftekapasiteten ble øket til det dobbelte ved at fire jekker ble benyttet under prøvetrekkingen. Fundamentet ble belastet med en utadrett horisontalkraft på 800 kN, med angrepspunkt i toppen av stabben. Deretter ble oppløftskraften påført i trinn opp til 2400 kN da fundamentet gikk til brudd. Resultatet er vist på fig. 37 og 38 samt i tabellen nedenfor. Som det fremgår av figurene ligger bruddet både for horisontal og vertikal-lasten på 2400 kN.

Last i kN	Vertikal def. (mm)	Horisontal def. (mm)
200	0,5	0
400	1,0	0
600	2,0	0
800	3,0	2,5
1000	5,0	3,0
1200	5,0	5,0
1400	6,0	6,0
1600	7,0	18,0
1800	9,0	32,0
2000	10,0	40,0
2200	19,0	58,0
2400	30,0	110,0

Mens vertikaldeformasjonen holder seg relativt rettlinjet opp til 2000 kN, øker horisontaldeformasjonen betydelig fra og med 1600 kN. Ved 50% av bruddlasten er imidlertid både horisontal- og vertikaldeformasjonene beskjedne, idet begge ligger på 5 mm.

5.3.2 Horisontalt terreng

Vertikalbelastningen ble påført fundamentet med inntil 3 jekker, se foto nr. 5.

Fundamentet ble belastet første gang 29 april 1991 med en horisontal- og en vertikalkraft. Maksimal horisontal-last var 150 kN, vertikal-last 900 kN. Vertikaldeformasjonen fremgår av fig. 39. Fundamentet ble deretter avlastet til 0, med en varig deformasjon på 3 mm. Deretter ble belastning påført på nytt. Ved 800 kN vertikallast og 80 kN horisontallast ble det gjort et opphold på 12 timer under konstant belastning. Det var ingen merkbar deformasjon på fundamentet i denne perioden. Etter 12 timer ble vertikallasten øket til 1000 kN, og deretter avlastet til 0.

Nedenfor er det ført opp verdier for vertikallast, horisontallast og deformasjoner:

Vert.last(kN)	Vert.def (mm)	Hor.last(kN)	Hor.def(mm)
100	0	80	2,0
400	2,0	80	3,0
600	3,0	80	3,0
800	6,0	150	6,0
1000	9,5	150	11,0
800	9,5	150	11,0
600	8,5	150	10,0
400	7,5	150	10,0
200	7,5	150	10,0
0	4,5	0	7,0

Ved 1000 kN vertikallast og 150 kN horisontallast var deformasjonen 9,5 mm vertikalt og 11,0 mm horisontalt. Ved avlastning til 0 hadde fundamentet en permanent deformasjon på 4,5 mm vertikalt og 7,0 mm horisontalt.

Fundamentet ble deretter utsatt for en vertikal trykkbelastning opp til 560 kN. Deformasjonen ble da målt til 5 mm, dvs. at fundamentets høyde ble 0,5 mm lavere enn utgangshøyden da oppløftsbelastningen startet (se fig. 39).

I neste forsøk ble det påført 800 kN oppløftskraft, og fundamentet ble låst fast med denne belastningen. Lasten førte umiddelbart til 9,5 mm deformasjon, dvs. til samme nivå som under oppløftsforsøket beskrevet ovenfor. Denne belastningen ble stående på frem til 30 august. I denne perioden be-

veget fundamentet seg på følgende vis (utgangshøyden 30 april ved 800 kN settes til 0):

Dato	Deformasjon i forhold til
	utgangshøyde (mm)
30 april	0
16 mai	2,0
7 juni	1,5
20 juni	2,0
12 august	2,75

Deformasjonen refererer til gjennomsnittet av tre målepunkt.

Som vist er den totale deformasjonen i løpet av 104 døgn 2,75 mm ved 800 kN oppløftskraft. Ved avlastning til 0 gikk fundamentet 2 mm tilbake.

Siste forsøk med dette fundamentet var oppløft til brudd. Belastningen bestod i en vertikal oppløftskraft og en horisontalkraft. Horisontalkraften ble holdt konstant på 100 kN, vertikalkraften ble øket i trinn fra 0 til bruddlasten på 1210 kN. Deformasjonsforløpet i vertikalretningen er vist på fig. 40, og i horisontalretningen på fig. 41. Ved ca. 1100 kN begynte betongen i fundamentet å sprekke opp, og fundamentet revnet ved ca. 1200 kN (foto nr. 16). Pelene gikk derfor ikke til brudd fordi betongfundamentet var det svakeste leddet. Tabellen nedenfor gir en oversikt over vertikale og horisontale deformasjoner:

Last (kN)	Vert. def.(mm)	Hor.def (mm)
0	0	0
200	0,75	5
400	1,0	5
600	1,0	5
800	3,0	6
1000	5,0	7
1100	8,0	9
1200	14,0	20
1260	21,0	25

Fundamentet hadde beveget seg 25 mm horisontalt (i toppen) ved brudd. Ved 50% av bruddlasten var deformasjonen beskjedent i begge retninger, 1,0 mm vertikalt og 5 mm horisontalt.

5.4 Mastefundamenter i grus/ sand

5.4.1 Fundament type 1 med stabbe og plate

Vertikal oppløftskraft ble påført med 4 jekker à 600 kN. Arrangementet for prøvetrekking var tilsvarende det som er beskrevet for prøvetrekkingen av fundamentene i ur, se foto nr. 6. Fundamentet ble første gang påført en vertikal oppløftskraft i trinn opp til 560 kN 13 februar 1992. I toppen av fundamentet, 2 m over fotplaten, ble det satt på en horisontallast på 120 kN. Vertikaldeformasjonen ble målt til 0,5 mm, horisontaldeformasjonen ved topp fundament var 2,0 mm.

Lastene ble holdt konstant på dette nivået frem til 18 mars. Total vertikaldeformasjon ble da målt til 1,5 mm, horisontaldeformasjon i topp fundament 4 mm.

Fundamentet ble deretter belastet til brudd ved trinnvis økende vertikallast og konstant horisontallast på 120 kN. Resultatet er vist på fig. 42. Vertikal bruddlast ble målt til 1500 kN, med en deformasjon på 14 mm. Horisontalt brudd inntraff pr. definisjon ved en vertikal last på 1400 kN, med en horisontal deformasjon på 19 mm.

Deformasjonen ved forskjellige last-trinn var følgende:

Last (kN)	Vert.def.(mm)	Hor.def.(mm)
500	1,0	0,5
750	1,0	4,0
1000	4,0	5,0
1250	6,5	10,0
1500	14,0	26,0

Ved 50% av bruddlasten, 750 kN, var deformasjonen i vertikalretningen 1,0 mm, i horisontalretningen 4,0 mm.

5.4.2 Fundament type 2, lav stabbe

Fundamentet ble belastet 20 mars 1992 fra 0 til 480 kN med vertikalt oppløft (foto nr. 7). En horisontalkraft på 60 kN ble påført i toppen av fundamentet. Deformasjonene ble målt i to punkter, ett i den sørlige kanten og ett i den nordlige kanten av stabben. Belastningen ble påført i trinn opp til 480 kN 20 mars. Fundamentet beveget seg da opp 1 mm i gjennomsnitt. Lasten ble stående på frem til 7 mai. I løpet av denne tiden løftet fundamentet seg ytterligere 1 mm, dvs. til 2 mm fra utgangshøyden ved null

belastning. Det fremgår av tabellen at bevegelsen på de to målepunktene er forskjellige. Dette kan skyldes at pelenes heft til bakken varierte, samt at horisontalkraften påførte fundamentet et moment som fikk det til å vippe.

Tabell 5.4.2 Deformasjon av pelefundament 2 - Langtidslast

Dato (1992)	Belastning (kN)	Vertikal forskyvning		Gjennomsnitt (mm)
		Sør (mm)	Nord (mm)	
20 mars	0	0	0	0
20 mars	160	1	1	1
20 mars	240	2	0	1
20 mars	320	2	0	1
20 mars	400	2	1	1,5
20 mars	480	4	-2	1
7 mai	480	1	3	2
7 mai	600	3	5	4
16 juni	600	0	3	1,5
16 juni	400	0	2	1
16 juni	200	-2	2	0
16 juni	0	-2	0	-1

Lasten ble deretter øket til 600 kN, og fundamentet gikk da opp ytterligere 2 mm. Det ble stående med denne lasten frem til 16 juni. Ved måling 16 juni viste det seg at fundamentet hadde gått ned 3,5 mm, til 1,5 mm over utgangshøyden. Dette virker lite rimelig. Resultatet skyldes enten at kraften var blitt vesentlig redusert i løpet av denne perioden, eller det kan skyldes en feilavlesning mot fastpunktet for målekikkerten. Ved avlastning gikk fundamentet tilbake til -1 mm i forhold til utgangshøyden. Målingene burde her ha vist at fundamentet hadde fått en varig heving i forhold til starthøyden, ikke en senkning. Dette tyder også på en målefeil.

Deretter ble fundamentet belastet til brudd. Deformasjonsforløpet er vist på fig. 43. Vertikal bruddlast ble ca. 1000 kN, med tilsvarende bruddlast i horisontalretningen.

I hovedtrekk var deformasjonsforløpet som vist i tabellen på neste side:

Last (kN)	Vert.def (mm)	Hor.def. (mm)
250	0	0
500	0,5	0,5
750	5,0	0,5
950	18,0	9,0
1040	36,0	17,0

Det fremgår av tabellen at deformasjonen ved 50% av bruddlasten var beskjeden, både horisontalt og vertikalt var denne 0,5 mm.

6. VURDERING AV RESULTATENE

6.1 Enkeltpeleer

Generelt sett viser forsøkene at det er stor spredning i bruddlastene for enkeltpelene. Videre viser resultatene at pelene på 2 og 3 m dybde har større kapasitet enn de beregningsmessig skulle hatt ut fra Fadl (1988) og Sutherland (1981) sine beregningsmetoder. (Se første rapport fra forsøkene 584300-1). Pelene på 4 og 5 m dybde hadde til gjengjeld mindre kapasitet enn det som skulle forventes etter de nevnte beregningsmodellene.

Ifølge Fadl og Sutherland kan trykket mot pelens forankringsplate uttrykkes som en funksjon mellom dimensjonsløse parametre:

$$\frac{P}{\gamma D} = f \left[\frac{D}{B}, \phi \right]$$

der:

γ = løsmassenes densitet

D = pelens dybde

B = diameter forankringsplate

ϕ = løsmassenes friksjonsvinkel

For en sirkulær forankringsplate blir kapasiteten:

$$P \text{ (kN)} = p \frac{\pi B^2}{4}$$

Ut fra dette fås følgende verdier for beregnet kapasitet for peler med dybder fra 2-5 m, friksjonsvinkel 37° og 42° , $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ og diameter på forankringsplate (betongklump), $D = 0,35 \text{ m}$.

Tabell 6.1 Forhold mellom beregnet og målt kapasitet

Dybde D, m	Beregnet (kN) kapasitet		Målt (kN) kapasitet			
	$\phi = 37^\circ$	$\phi = 42^\circ$	min. i ur	min. i grus og sand	maks. i ur	maks. i grus og sand
2	69	132	95		185	
3	197	400	290	270	560	400
4	353	859	190	240	310	500
5	524	1429		420		490

Fig. 44 viser forholdet mellom beregnet og målt kapasitet. At kapasiteten er forholdsvis større på 2 og 3 m dyp kan ha sin årsak i følgende:

- Sprengningen har vært mer effektiv på grunne dyp slik at det er blitt dannet en større betongklump rundt pelen. Dette lar seg desverre ikke dokumentere idet pelene på 4 og 5 m ikke lot seg grave opp.
- Massene endret karakter med dypet. I 4-5 m dybde bestod massene i grustaket av ca 90% sand, mens de i 2-3 m dybde bestod av 40-50% sand og 60-40% grus. Dreietrykksundersøringen som ble foretatt på stedet gav en spissmotstand på 20-25 kN mellom 2 og 3 m, og 12-16 kN på 4-5 m. Den lavere fastheten på 4-5 m tyder på en løsere lagringsfasthet og derved mindre friksjonsvinkel (ϕ). Det fremgår av fig. 44 og av tabell 6.1 at kapasiteten er sterkt avhengig av friksjonsvinkelen til massene. Lignende grunnforhold ble også funnet i Urdalen der finstoffinnholdet økte markert med dybden, se fig. 3.

Friksjonsvinkelen av massene i sand/grustaket ble målt til $35,5^\circ$ i åpen stuff, hvilket tilsvarer en løs lagring. In situ antas ϕ å være noe større, i sandlagene på 4-5 m dyp er relativ lagringsfasthet (D_r) anslått til 60%, med $\phi = 37^\circ$. På 2-3 m dyp hadde massene større fasthet, med en antatt friksjonsvinkel på $40-42^\circ$.

De relativt store variasjonene i kapasitetene på samme dyp kan skyldes varierende størrelse på betongklumpen rundt pelene, og at massenes egenskaper varierer lokalt. Tabell 6.2 viser hvilken betydning diameteren på betongklumpen (B) har for kapasiteten (P).

Tabell 6.2 Forhold mellom diameter betongklump (B) og pelkapasitet (P)

B (m)	P (kN)	B (m)	P (kN)
Dybde: 4 m		Dybde: 2 m	
0,15	102	0,15	36
0,25	228	0,25	62
0,35	353	0,35	69
0,45	458	0,45	77
0,55	513	0,55	94
0,65	538	0,65	107

Det fremgår av tabell 6.2 og fig. 45 at diameteren på fotplaten (betongklumpen) har vesentlig større betydning for kapasiteten på store enn på grunne dyp.

6.2 Effekt av foringsrør

Fem av pelene i grus/sandtaket ble satt ned uten bruk av foringsrør. Også for disse pelene varierer kapasiteten sterkt, se tabell 5.2.1. Det er derfor vanskelig å trekke sikre konklusjoner mht. effekten av foringsrør. Perforerte foringsrør gav imidlertid høyere kapasitet enn ikke-perforerte. I forsøkene i Urdalen var kapasiteten på perforerte rør ca. det dobbelte av peler med ikke-perforerte rør.

6.3 Trykkforsøk

Ved trykkforsøkene viste det seg å være relativt god overensstemmelse mellom beregnet og målt kapasitet. På 2,8 m dyp er beregnet bæreevne for en pel med bunnplate med diameter 0,35 m, etter Brinck-Hansen (vedlegg 1), 488 kN. Målt bæreevne på 2,8 m dyp var 530 kN, og 585 kN på 2,9 m. For peledybde 3,8 m er beregnet bæreevne 662 kN, mens målt bæreevne på 3,8 og 3,9 m dyp var 600 og 550 kN. Også her er målt bæreevne forholdsvis større på grunne enn på store dyp. Forklaringen kan skyldes at sprengning/ gysing har ført til et dårligere resultat enn for de grunne pelene ved at pelene har fått en mindre betongklump eller forskjell i friksjonsvinkelen slik som nevnt i avsnitt 6.1.

6.4 Forsøk med radielt trekk

Både i Urdalen og i grus/sandtaket ble det oppnådd store kapasiteter på de grunneste pelene, se fig. 44. Inntil 3 m dyp hadde alle pelene større kapasitet enn beregnet for 42° friksjonsvinkel. For dybder rundt 4 m ligger målte verdier mellom beregnede verdier for $\phi = 37^\circ$ og $\phi = 42^\circ$, og for 5 m dype peler er kapasiteten nær beregnet verdi for $\phi = 37^\circ$. Dette er i samsvar med det som ble funnet for aksialt oppløft.

6.5 Gjennomsnittsverdier, dimesjonerende bruddlaster

Gjennomsnittsverdiene for bruddlastene til enkeltpelene utprøvd med aksialt oppløft var:

Peldybde(m)	Gj. sn. bruddlast(kN)
2	140 (i ur)
3	320/428 (i ur)
4	408
5	455

Ut fra disse verdiene vil vi foreslå følgende brukslaster for aksiale oppløfts-krefter for peler utført med perforerte foringsrør, sprengfundamentering og gysing i grus/sandmasser:

Dybde(m)	Dimensjonerende brukslast (kN)
2	75
3	150
4	250
5	350

For peler med radiell belastning vil brukslasten avhenge av vinkel mellom pel og kraftretning. Med 120° vinkel ble disse gjennomsnittsverdiene funnet:

Dybde (m)	Gj.sn.bruddlast (kN)
2	200
3	450
4	500
5	590

Følgende brukslaster foreslåes:

Dybde (m)	Dimensjonerende brukslast (kN)
2	100
3	200
4	250
5	300

6.6 Mastefundamenter

I alt ble 4 forskjellige fundamenttyper utprøvd, to fundamenter med fotplate og høy stabbe, to med lav stabbe uten fotplate. Hvert fundament var utført med 4 peler til 3 m dybde målt langs pelen. Pelene sto vifteformet ut fra fundamentene, med en vinkel tilpasset hvert fundament, slik at forlengelsen av pelene møttes i toppen av fundamentet. To mastefundamenter sto i urmasser, med nedre halvdel av pelene i sand, og to av fundamentene sto i sand/ grusmasser.

Tabell 6.5 viser hovedtrekkene av kapasiteter og deformasjoner for de enkelte fundamentene:

Tabell 6.5 Mastefundamenter

	Brudd- last (kN)	Vert. def. (mm)	Vert. def. ved 50% av bruddlast	Hor. def. ved 50% av bruddlast
Fund. i skrå ur	2400	30	5,0	5,0*
Fund. i hor. ur	1260**	21	1,0	5,0
Fund 1. i grus/sand	1500	14	1,0	4,0*
Fund 2. i grus/sand	1040	36	0,5	0,5

* Topp stabbe

** Brudd i betongfundament

Fundamentet i skrå ur skiller seg klart ut med størst kapasitet, med omtrent det dobbelte av de øvrige fundamentene. Årsaken kan skyldes at pelene oppnådde heft til større steinblokker i ura ved gjennom boring/ fastgysing. Ut fra den gjennomsnittlige bruddlasten for 3 m dype enkeltpeler på 328 kN burde bruddlasten for mastefundamentene ha ligget på ca. 1300 kN. Dette var delvis tilfellet for fundament 2 i sand/grus, og for fundamentet i horisontal ur. For sistnevnte fundament var det imidlertid betongen som gikk til brudd, ikke pelene. Sannsynligvis var det noe samvirke med større stein også for dette fundamentet slik at bruddlasten ble forholdvis høy. Fundament 1 i grus/sand ligger noe høyere enn gjennomsnittsverdien for 4 enkeltpeler.

Fundamentet i skrå ur og fundament 1 på grus/ sandmasser hadde en fotplate på ca. 2 x 2 m. Derved sto pelene med større innbyrdes avstand på disse fundamentene, og mobiliserte et større jordvolum under belastning enn tilfellet var med de øvrige to fundamentene. I disse sto pelene vesentlig tettere sammen slik at et mindre jordvolum ble mobilisert.

At verdiene jevnt over ligger høyere enn for enkeltpelens vedkommende kan skyldes at kraftretningen ikke var parallell med pelens lengdeakser. Under oppløftet ble pelene derfor påført en bøyepåkjenning med øket friksjon mot jorden, noe som kan ha ført til større kapasitet.

Hvilke brukslaster denne type fundamenter bør dimensjoneres for er avhengig av hvilke deformasjoner som er akseptable, og hvor permanent belastningen er på fundamentene. Ved 50% av bruddlasten i oppløftsforøkene var deformasjonene både i vertikal- og horisontalretningen maksimalt 5 mm, og vi antar at dette kan være akseptabelt for et mastefundament. Deformasjonene ved trykkforsøkene var beskjedne, og vi antar at trykk-kreftene på mastefundamenter av denne type ikke representerer noe problem.

Med hensyn til langtidslastene ser det generelt ut til at deformasjonene var beskjedne, med maksimalt 2,75 mm på 3 måneder med 800 kN oppløftskraft (63% av bruddlast) for fundamentet i horisontal ur. For fundament 2 i grus/sand var deformasjonen 1 mm på 1,5 måned med 480 kN kraft (46% av bruddlast). Det er mulig at disse langtidsforsøkene burde gått over lengre tid med konstante laster tilsvarende brukslasten, for å få et sikrere estimat av langtidsvirkningen på fundamentene, men forsøksresultatene må i alle fall kunne betegnes som svært lovende.

Fotobilag

FOTO 1 - 16



Foto 1 Prøvebelastning av enkeltpel i urskråning, Urdalen



Foto 2 Foringsrør for pel samt armeringsstål med fotplate



Foto 3 Prøvefelt i grus/ sandtak



Foto 4 Mastefundament i ur med ramme for prøvebelastning



Foto 5 Mastefundament i ur, horisontal grunn, med ramme for prøvebelastning



Foto 6 Mastefundament 1 i grus/ sand med ramme for prøvebelastning



Foto 7 Mastefundament 2 i grus/ sand med ramme for prøvebelastning



Foto 8 Arrangement for prøvebelastning av skrå peler



Foto 9 Illustrasjon av nedskjæring av pel i bakken ved radiell belastning



Foto 10 Utbøyning av peler ved radiell belastning



Foto 11

Eksempel på utsprengt fot i bunnen av pel
Nederst ses fotplate, deretter krage på
foringsrør (under metermål)



Foto 12 Eksempel på utsprengt fot i bunnen av pel



Foto 13 Peler med faststøpt gysemasse/ grus/ sand



Foto 14 Gysemasse/ grus/ sand omkring nederste del av pel, lengde ca. 1 m
Største diameter ca. 35 cm.



Foto 15

Fra oppgraving av peler. Faststøpt gysemasse/
sand og grus rundt nedre del av pelen.
Lagdeling av massene med vesentlig grus
øverst, sand/ grus nederst



Foto 16 Oppsprukket betongfundament i urmasser, horisontal grunn



Vedlegg 1

BÆREEVNE AV PELER

Vertikal bæreevne av fundamenter, etter Brinck-Hansen:

Spissbæreevne:

$$q = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma} + \bar{q} N_q S_q d_q$$

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 (45 + \phi/2) \\ S_q &= 1 + \sin \phi (B/L) \\ d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctan (D/B) \\ N_{\gamma} &= 1,5 (N_q - 1) \tan \phi \\ s_{\gamma} &= 1 - 0,4 (B/L) \\ d_{\gamma} &= 1,0 \\ Q_s &= q \cdot A_s \end{aligned}$$

Sidefriksjon:

$$Q_F = \pi \cdot d \cdot D \cdot f$$

overflate · sidefriksjonskapasitet

Total bæreevne:

$$Q_T = Q_s + Q_F$$


Beregning av bæreevne for peler med lengde:

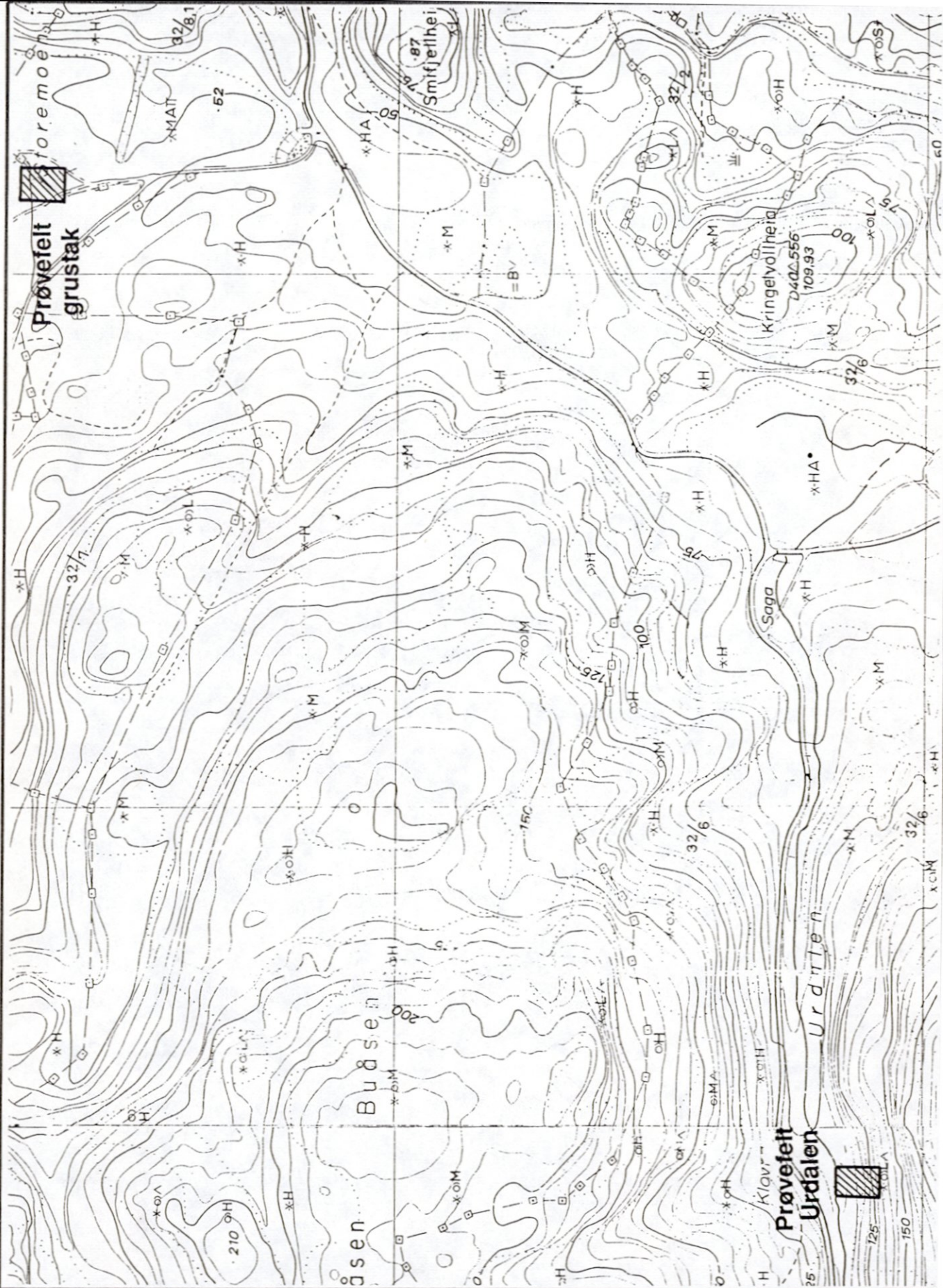
	$l = 2,8 \text{ m}$		$l = 3,8 \text{ m}$
ϕ	= 37°	ϕ	= 37°
B	= $0,35 \text{ m}$	B	= $0,35 \text{ m}$
D	= $2,8 \text{ m}$	D	= $3,8 \text{ m}$
B/L	= $1,0$	B/L	= $1,0$
D/B	= $280/35 = 8$	D/B	= $380/35 = 10,9$
γ	= 18 kN/m^3	γ	= 18 kN/m^3
\bar{q}	= $2,8 \cdot 18 = 50,4$	\bar{q}	= $68,4$
N_q	= $42,92$	N_q	= $42,92$
S_q	= $1,602$	S_q	= $1,602$
d_q	= $1,3456$	d_q	= $1,3534$
N_γ	= $47,38$	N_γ	= $47,38$
S_γ	= $0,6$	s_γ	= $0,6$
d_γ	= $1,0$	d_γ	= $1,0$
q	= $89,55 + 4663,04$ = <u>$4752,6 \text{ kN/m}^2$</u>	q	= $89,55 + 6365,09$ = <u>$6454,6 \text{ kN/m}^2$</u>
Q_s	= $4752,6 \cdot \pi(0,35/4)^2$ = <u>$457,3 \text{ kN}$</u>	Q_s	= $6454,6 \cdot 0,0962$ = <u>$621,0 \text{ kN}$</u>
Q_F	= $\pi d D f$ = $\pi \cdot 0,35 \cdot 2,8 \cdot 10$ = <u>$30,8 \text{ kN}$</u>	Q_F	= $\pi d D f$ = $\pi \cdot 0,35 \cdot 3,8 \cdot 10$ = <u>$41,8 \text{ kN}$</u>
Q_T	= $Q_s + Q_F$ = <u>$488,1 \text{ kN}$</u>	Q_T	= $Q_s + Q_F$ = <u>$662,8 \text{ kN}$</u>

Figurliste:

Fig.	1	Oversiktskart, M = 1:50.000.
"	2	Oversiktskart, M = 1:5.000.
"	3	Kornfordelingskurver Urdalen.
"	4	Kornfordelingskurver grustak.
"	5	Plan forsøksserie peler grustak.
"	6	Vertikalsnitt skråpeler Urdalen, grustak.
"	7	Tegning av mastefundament i ur, skrått.
"	8	Tegning av mastefundament ur, horisontalt.
"	9	Mastefundament 1, grustak.
"	10	Mastefundament 2, grustak.
"	11a og b	Resultat skråpeler (ill.)
"	12-25	Resultater fra aksialt trekk.
"	26-29	Resultater fra aksialt trykk.
"	30-35	Resultater fra skrått trekk.
"	36	Skrå ur, brudd i løftestag.
"	37	Skrå ur, vertikalt brudd i fundament.
"	38	Skrå ur, horisontalt brudd i fundament.
"	39	Horisontal ur, vertikalt oppløftstrykk.
"	40	Horisontal ur, til brudd, vertikal deformasjon.
"	41	Horisontal ur, til brudd, horisontal deformasjon.
"	42	Grus, sand, fundament I.
"	43	Grus, sand, fundament II.
"	44	Beregnet og målt kapasitet av peler.
"	45	Betydning av fotplatens bredde.



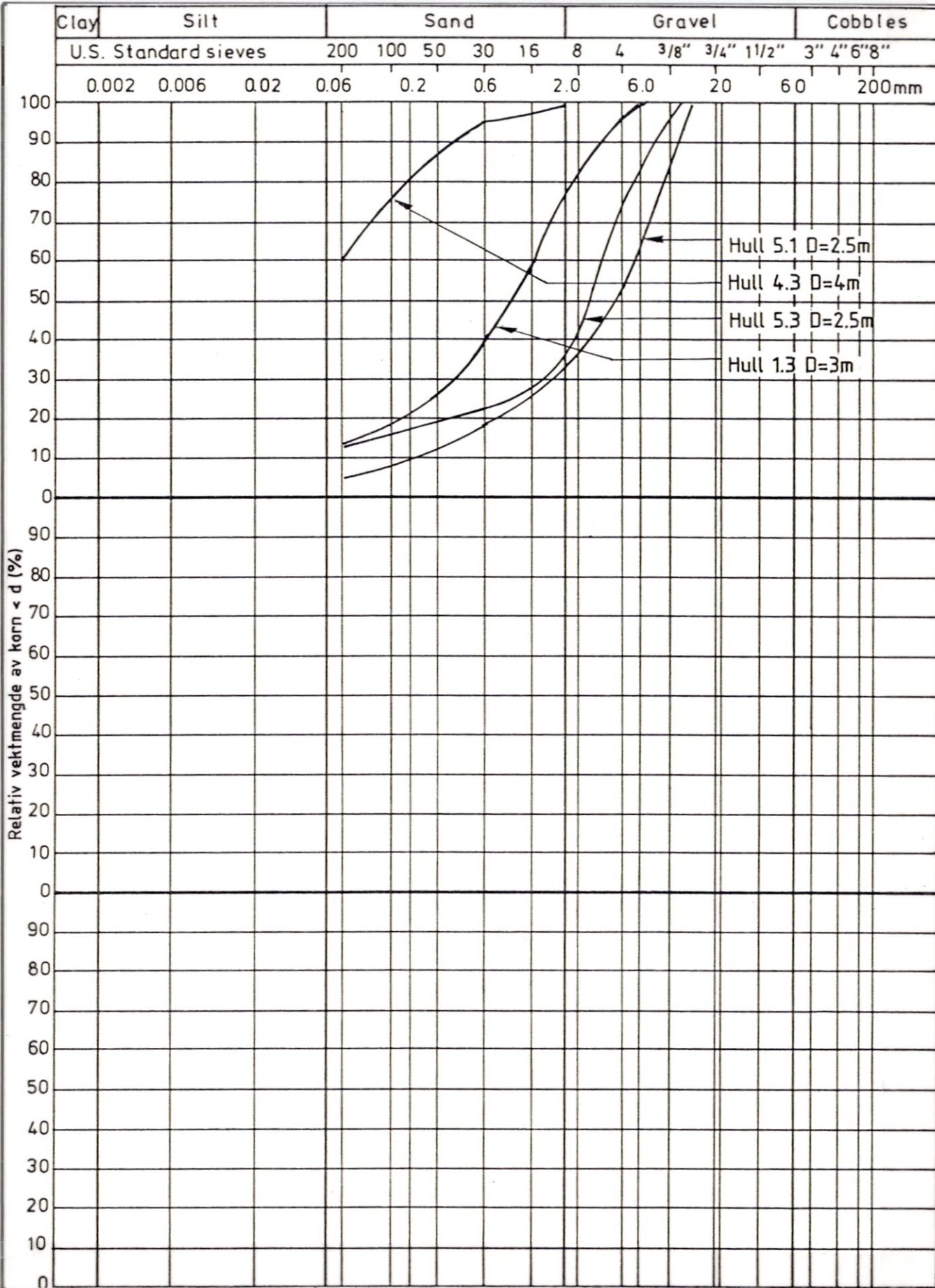
PELEFUNDAMENTERING Oversiktskart. Målestokk 1 : 50 000.	Rapport nr. 584300-2	Figur nr. 1	
	Tegner <i>SM</i>	Dato 92-12-12	
	Kontrollert <i>[Signature]</i>		
	Godkjent <i>[Signature]</i>	NGI	



PELEFUNDAMENTERING

Beliggenhet av prøvefelt.
Målestokk 1 : 5 000.

Rapport nr. 584300-2	Figur nr. 2
Tegner SM	Dato 92-12-12
Kontrollert	 NGI
Godkjent <i>M</i>	

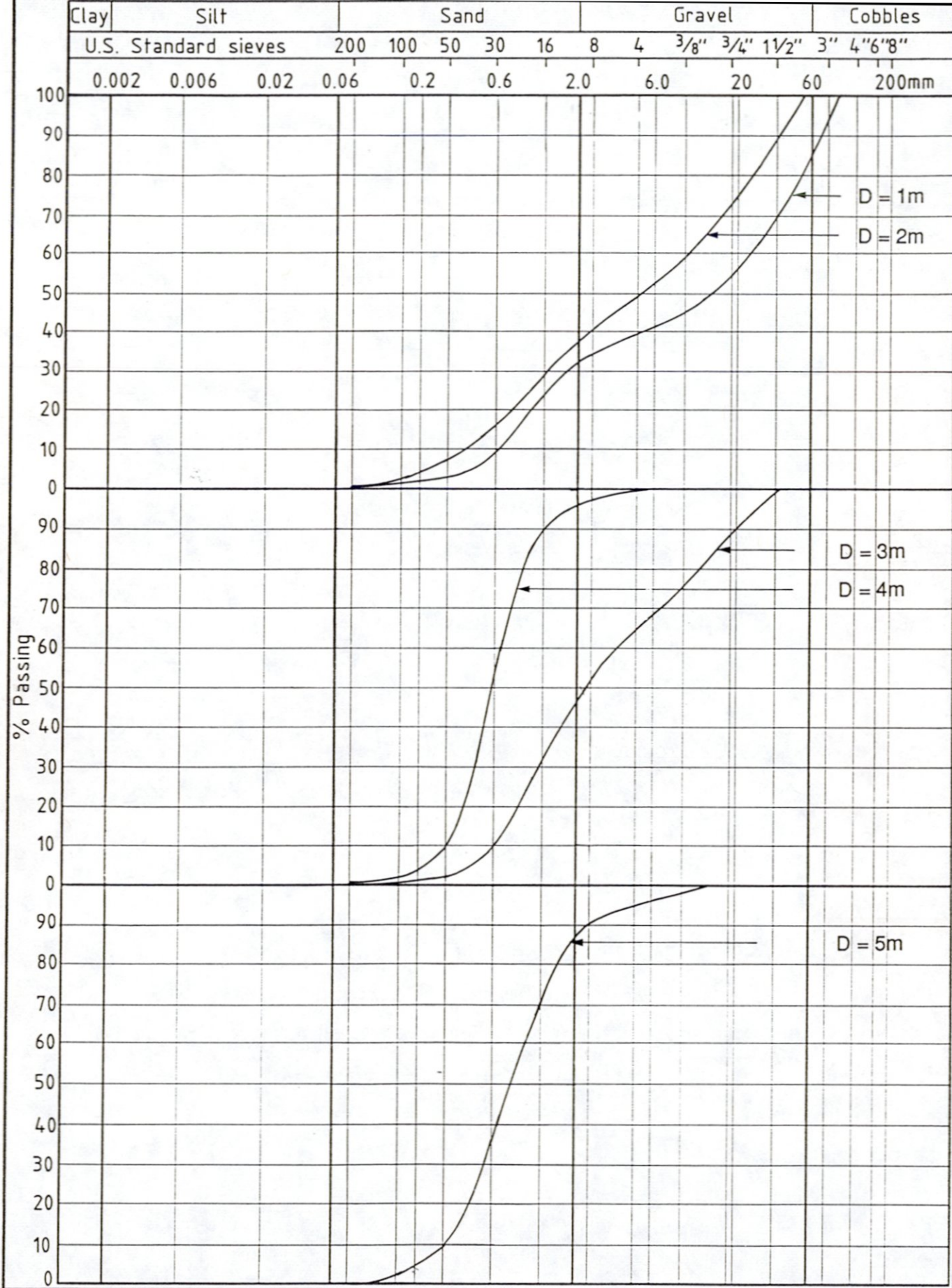



Relativ vektmenge av korn < d (%)

PELEFUNDAMENTERING

Urdalen.
Kornfordelingskurver for borhull.

Rapport nr. 584300-2	Figur nr. 3
Tegner <i>SN</i>	Dato 92-12-12
Kontrollert	 NGI
Godkjent <i>W</i>	



PELEFUNDAMENTERING	Report No.	Figure No.
	584300-2	4
Kornfordelingskurver fra grustak.	Drawn by	Date
	<i>SN</i>	92-12-12
	Approved	 NGI
	Checked <i>ul</i>	

STREKKFORSØK:

10 prøvепелер ⊕
9 underlagspeler ⊕

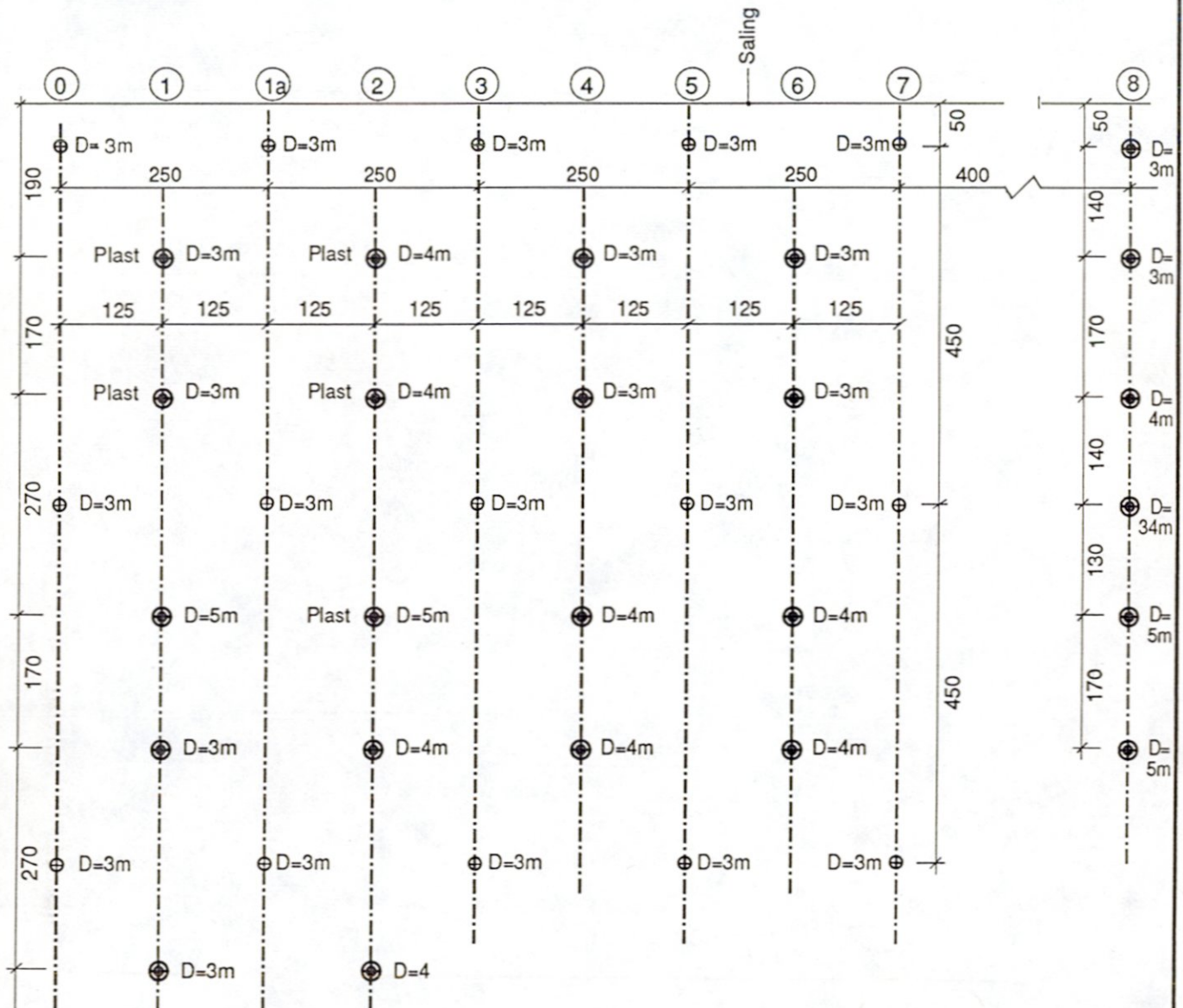
TRYKKFORSØK:

8 prøvепелер ⊕
6 underlagspeler ⊕

Mål i cm

SKRÅTT TREKK:

6 peler ⊕
60°



PELEFUNDAMENTERING

Plan for enkeltpeler i grus-sand.

Report No.
584300-2

Figure No.
5

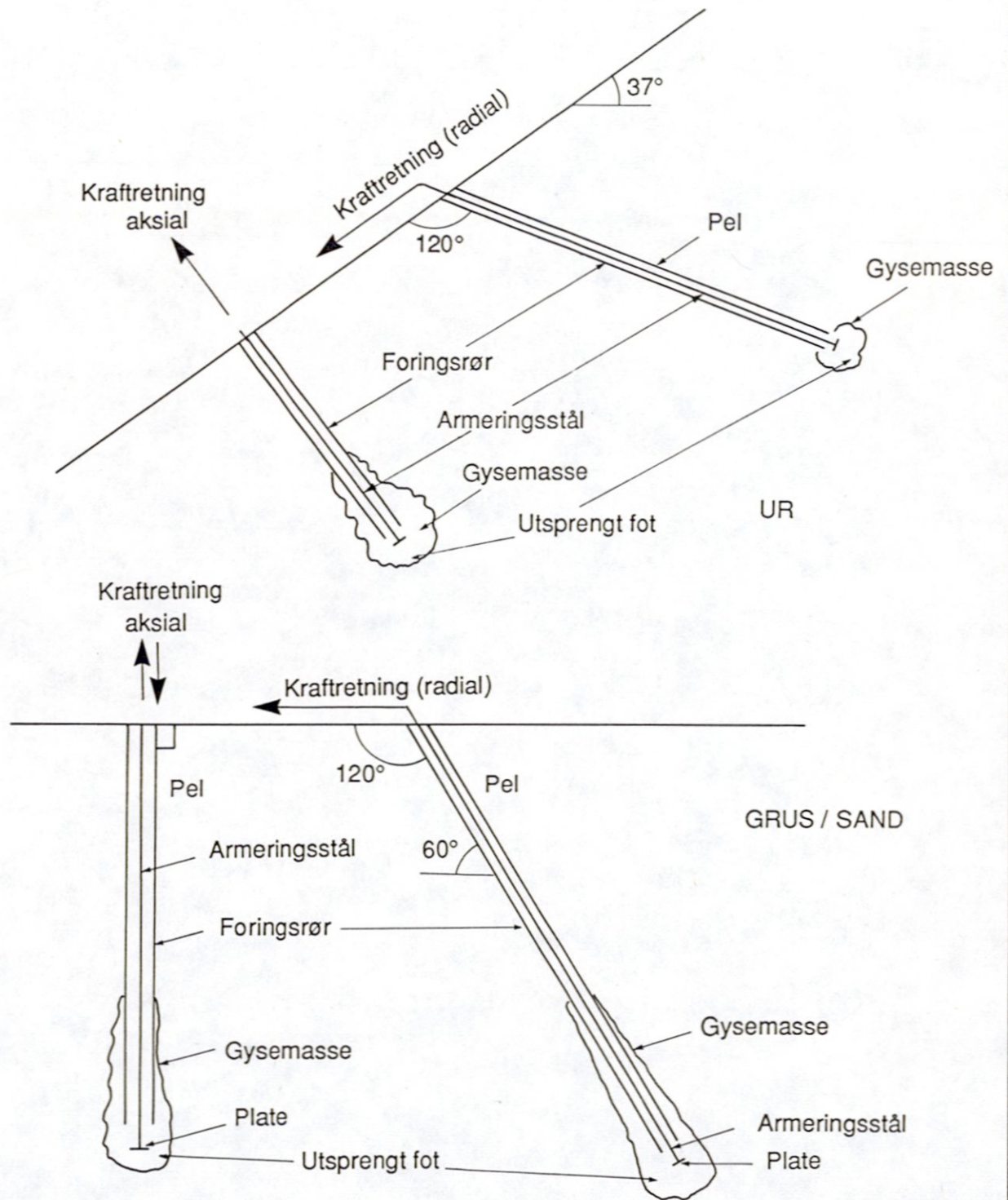
Drawn by
SN1

Date
92-12-12

Checked

Approved *al*





PELEFUNDAMENTERING

Prinsipp for plassering av enkeltpeler.

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
6

Tegner
SVI

Dato
92-12-12

Kontrollert

Godkjent
[Signature]

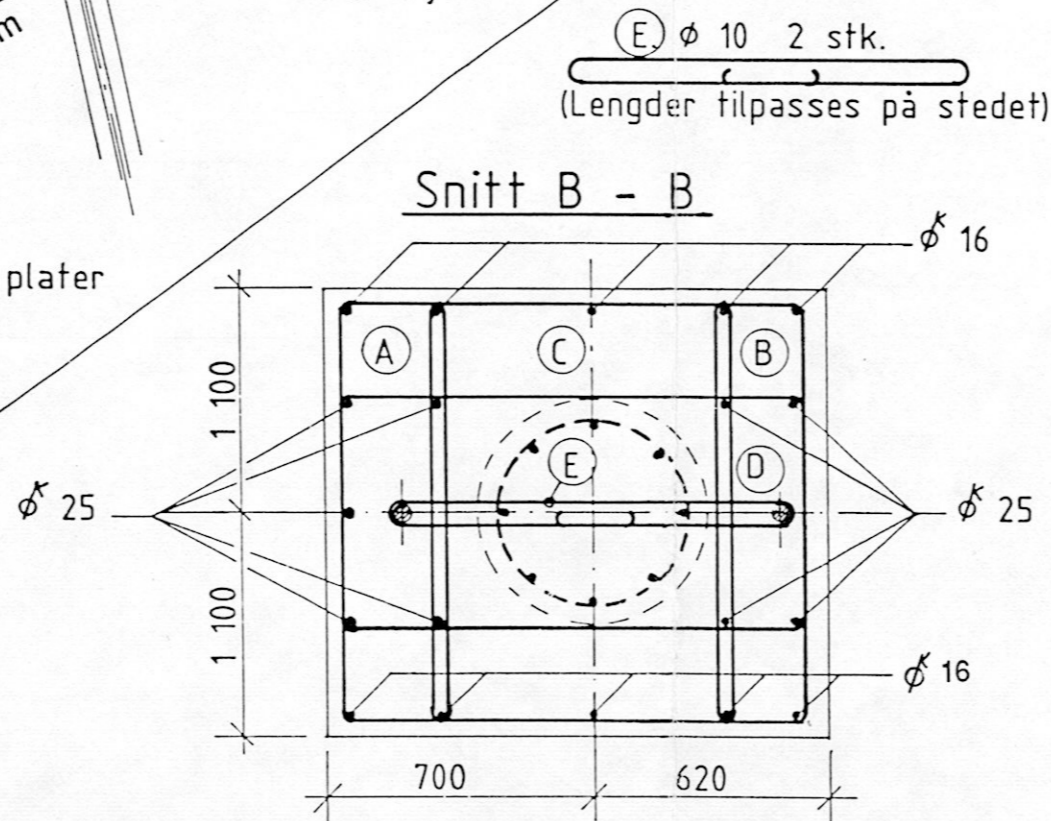
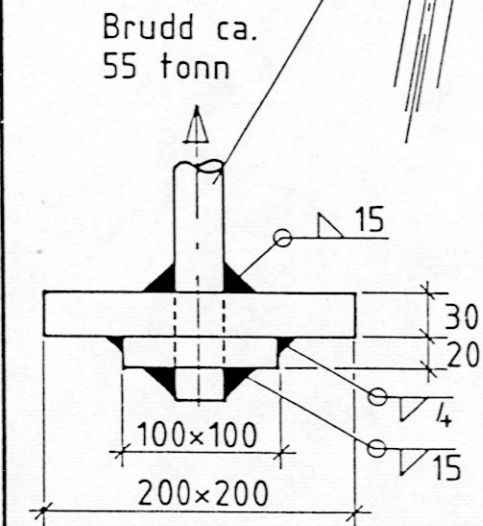
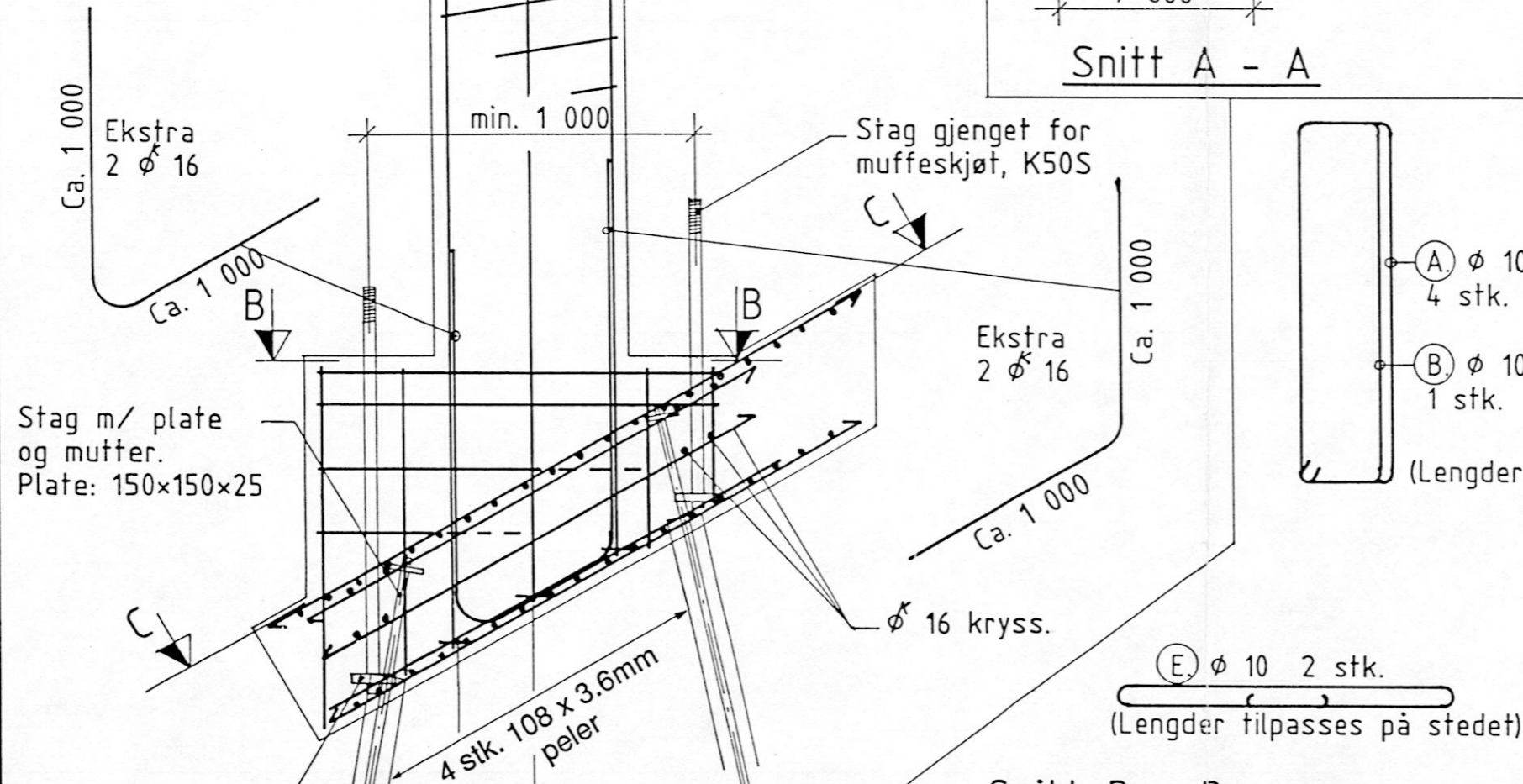
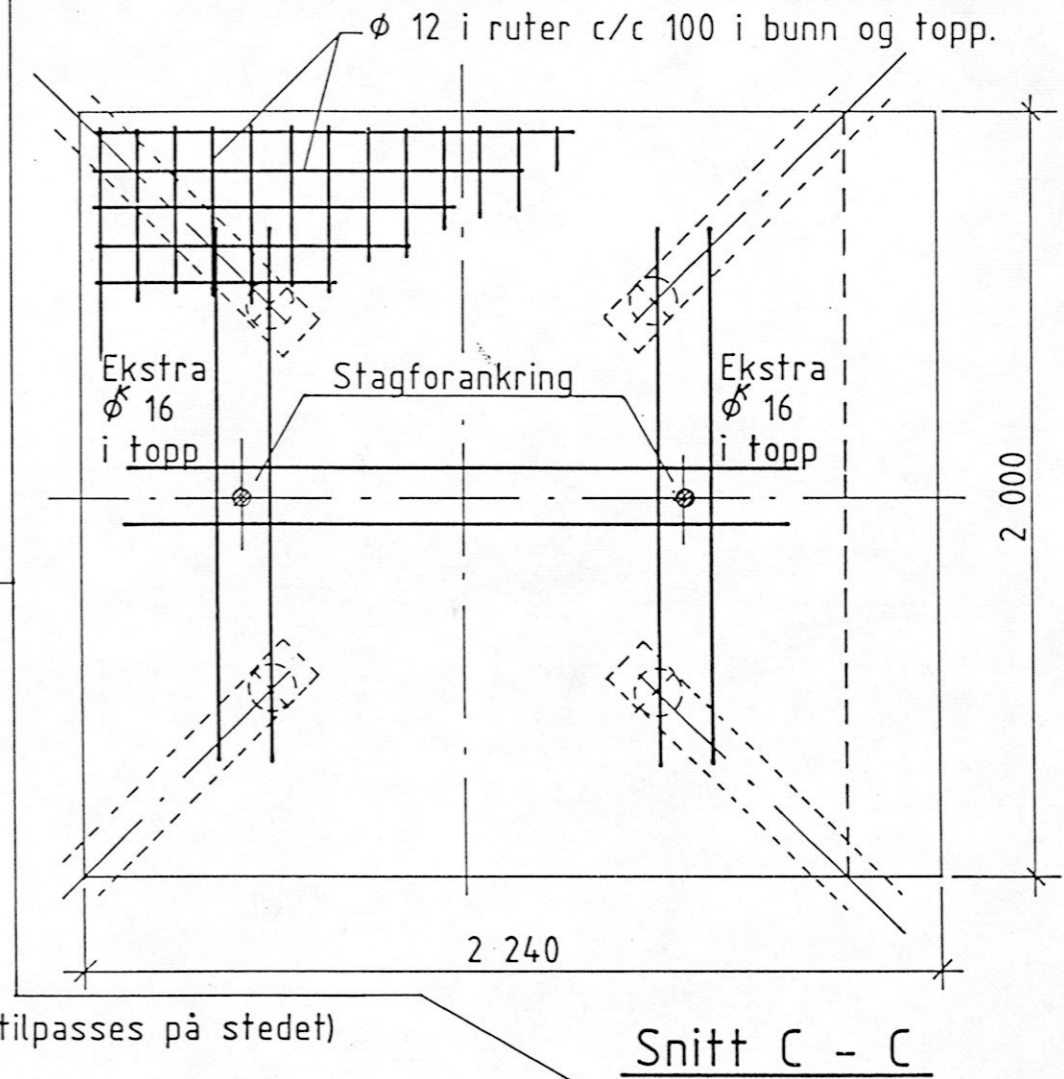
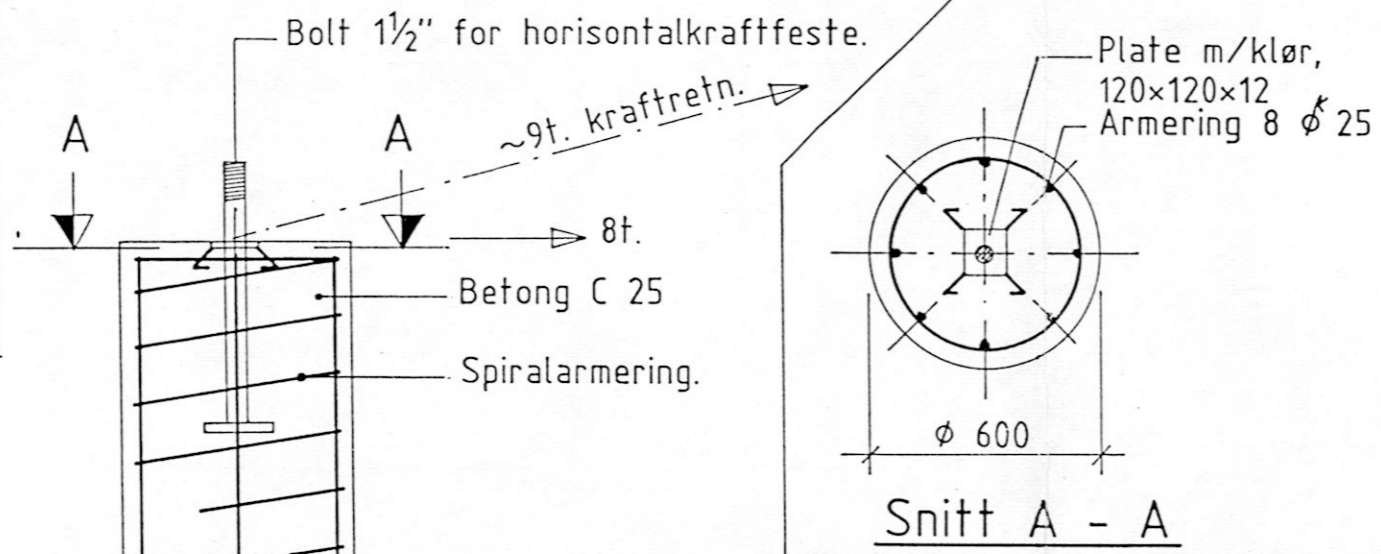


PRØVELAST MAKS.:

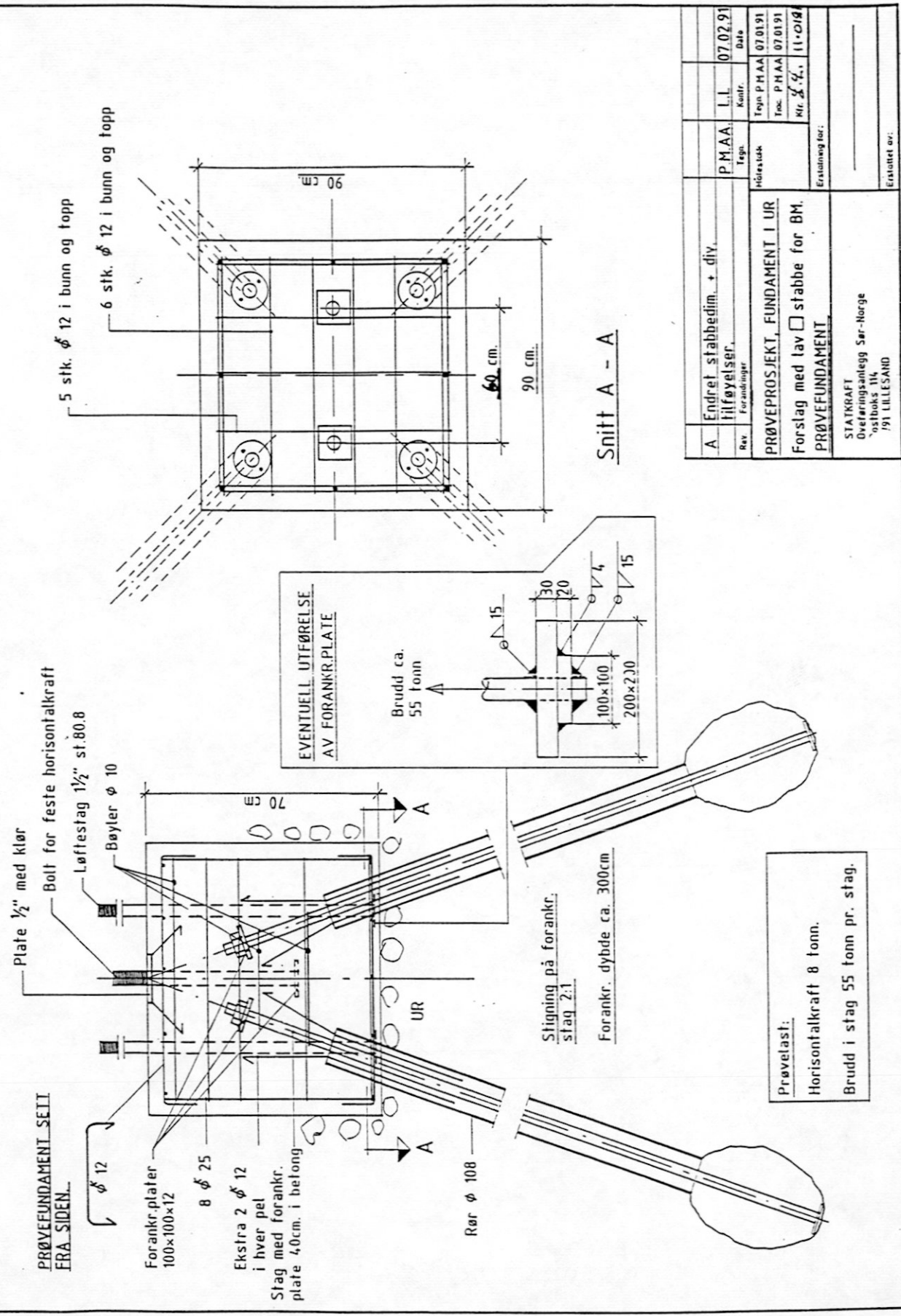
Horisontalt 8t.

Oppløft i hvert stag ca. 55t.

Trykk på betong ved hvert stag ca. 55t.

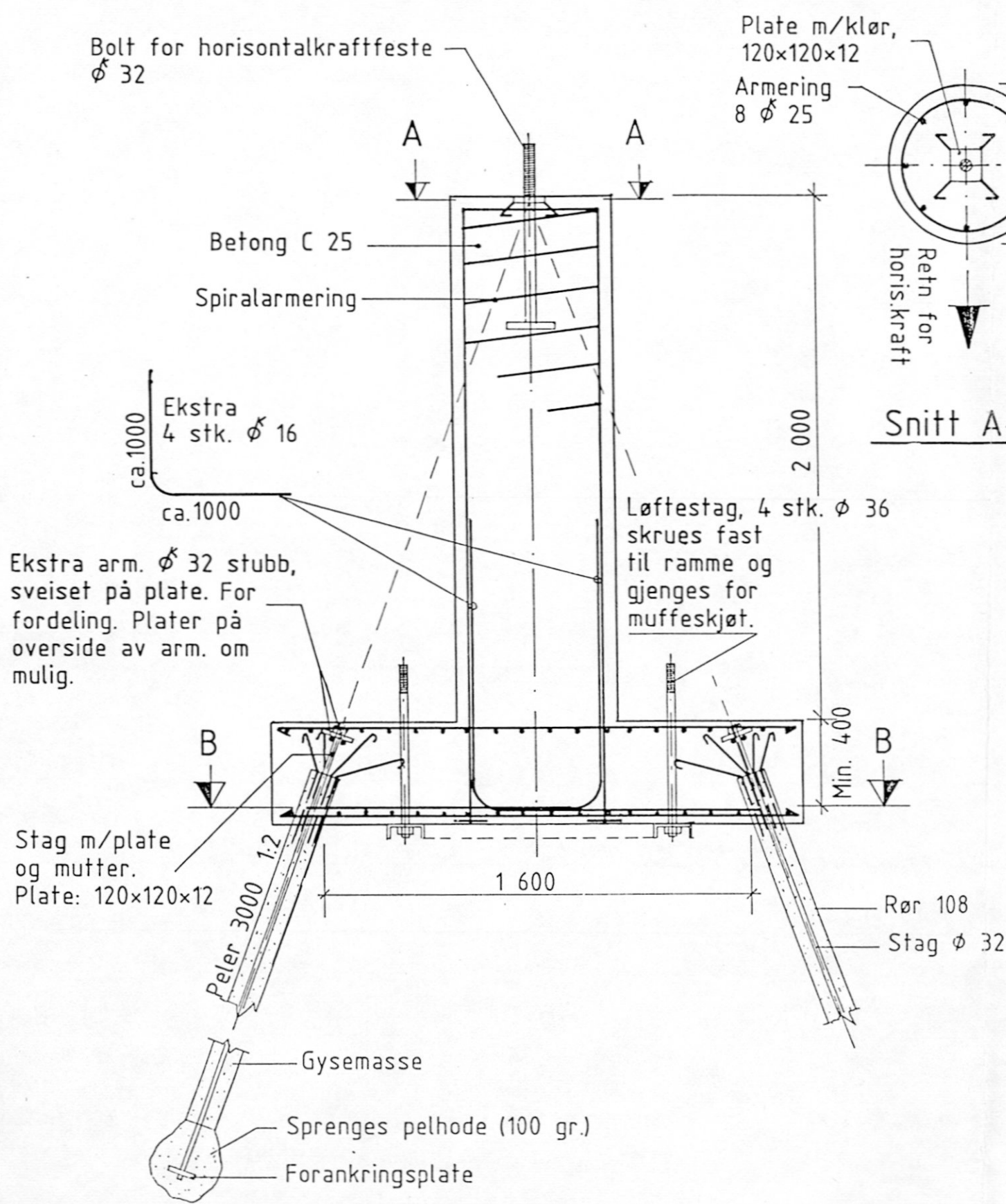


PELEFUNDAMENTERING	Rapport nr.	Figur nr.
	584300-2	7
Mastefundament i ur.	Godkjent	Dato
	SM	92-12-12
	Tegner	NGI
	Kontroller	



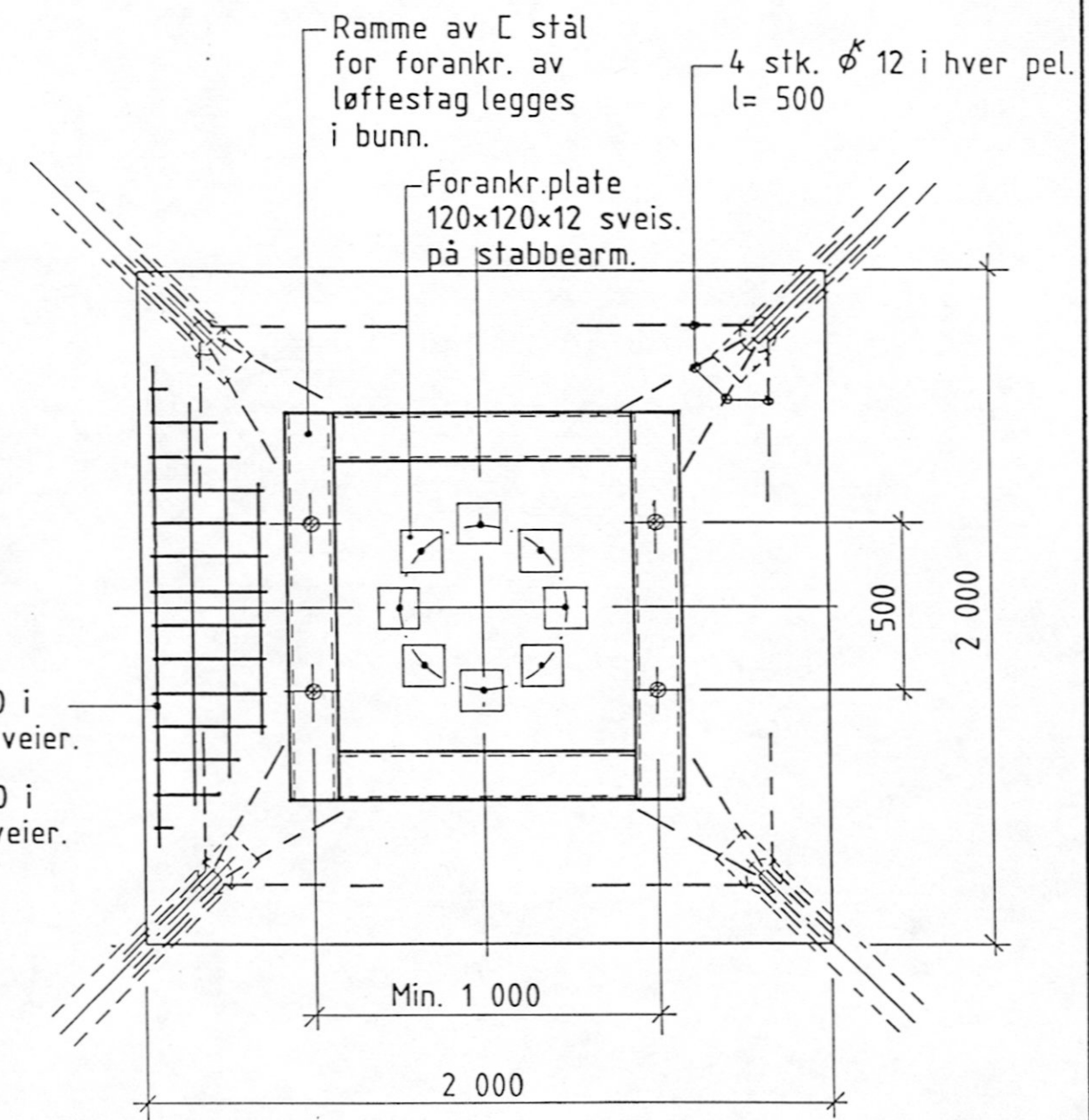
A	Endret stabbedim. + div. tilføyeser.	P.M.A.A.	L.L.	07.02.91
Rev	Forandringer	Tegn.	Kontr.	Date
		Hørestokk	Tegn P.M.A.A.	07.01.91
			Tok. P.M.A.A.	07.01.91
			Nr. 2.2.	11-018
PRØVEPROSJEKT, FUNDAMENT I UR				
Forslag med lav <input type="checkbox"/> stabbe for BM.				
PRØVEFUNDAMENT				
STATKRAFT				
Overføringsanlegg Sar-Horge				
Postboks 114				
791 LILLESAND				
Erstatning for:				
Erstatlet av:				

PELEFUNDAMENTERING UR	Rapport nr.	Figur nr.
	584300-2	8
Mastefundament i horisontalt terreng, ur.	Godkjent	Dato
		92-12-12
	Tegner	NGI
	Kontrollert	




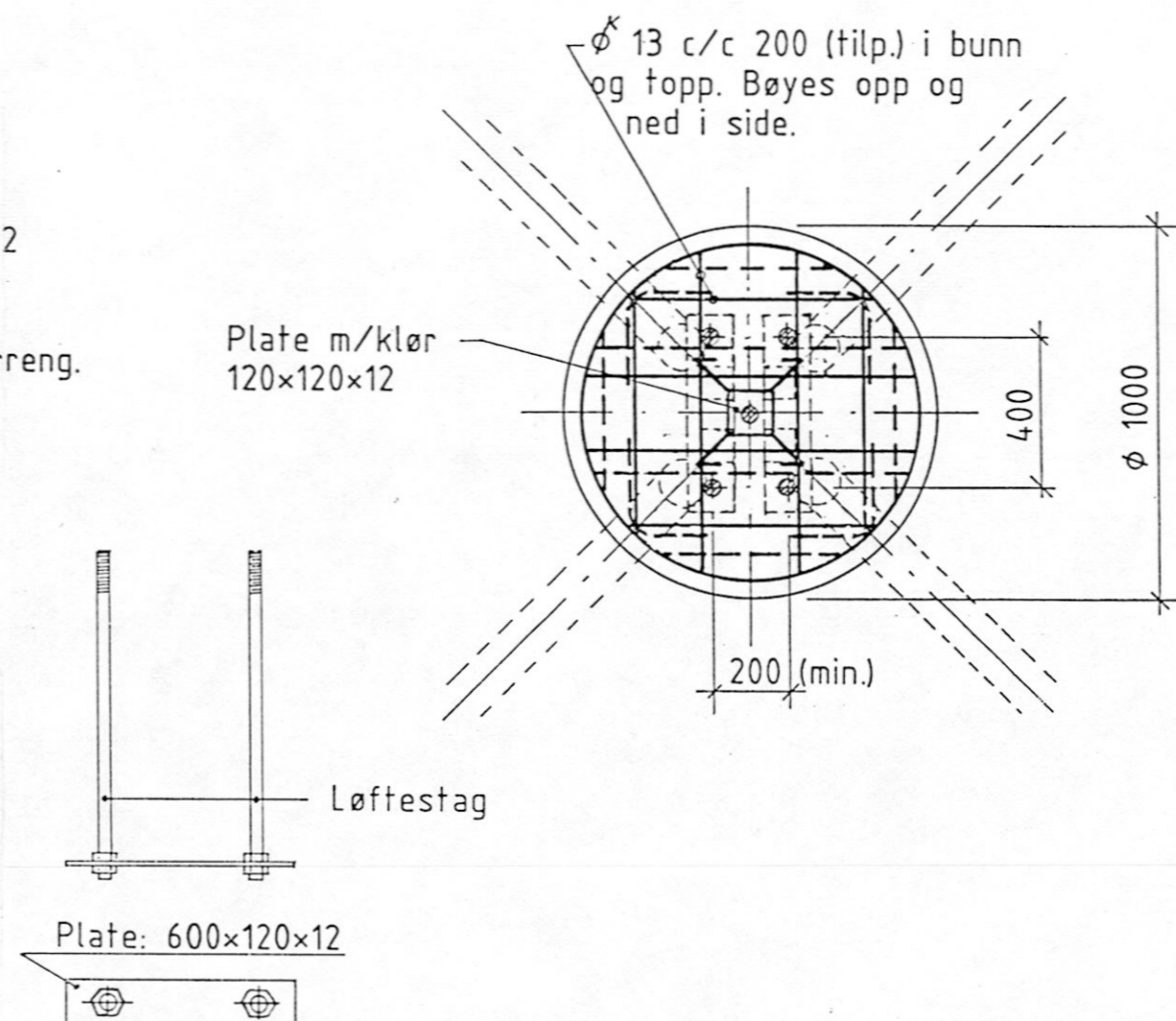
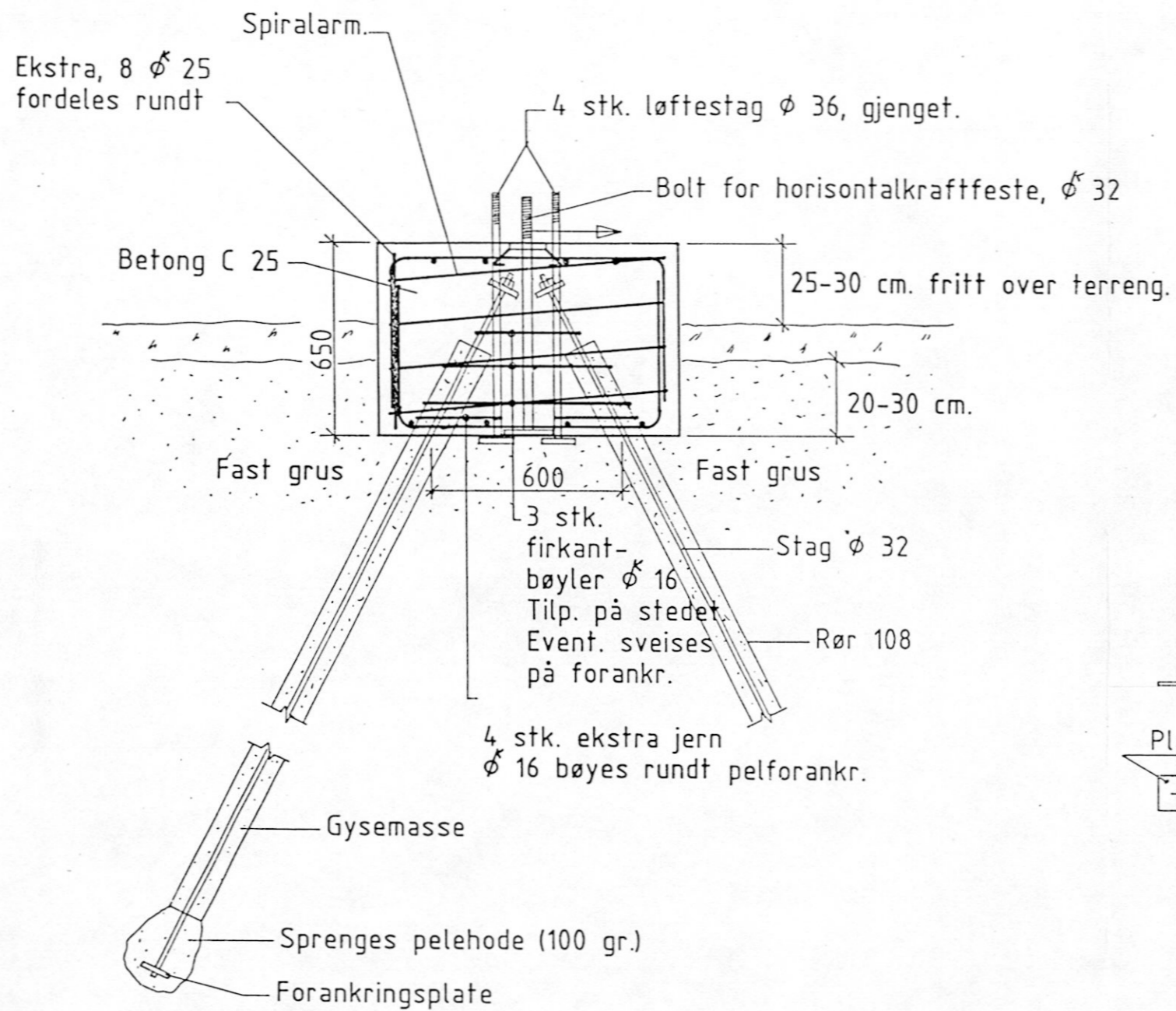
Snitt A-A

Ø 16 c/c 100 i
topp, begge veier.
Ø 12 c/c 100 i
bunn, begge veier.

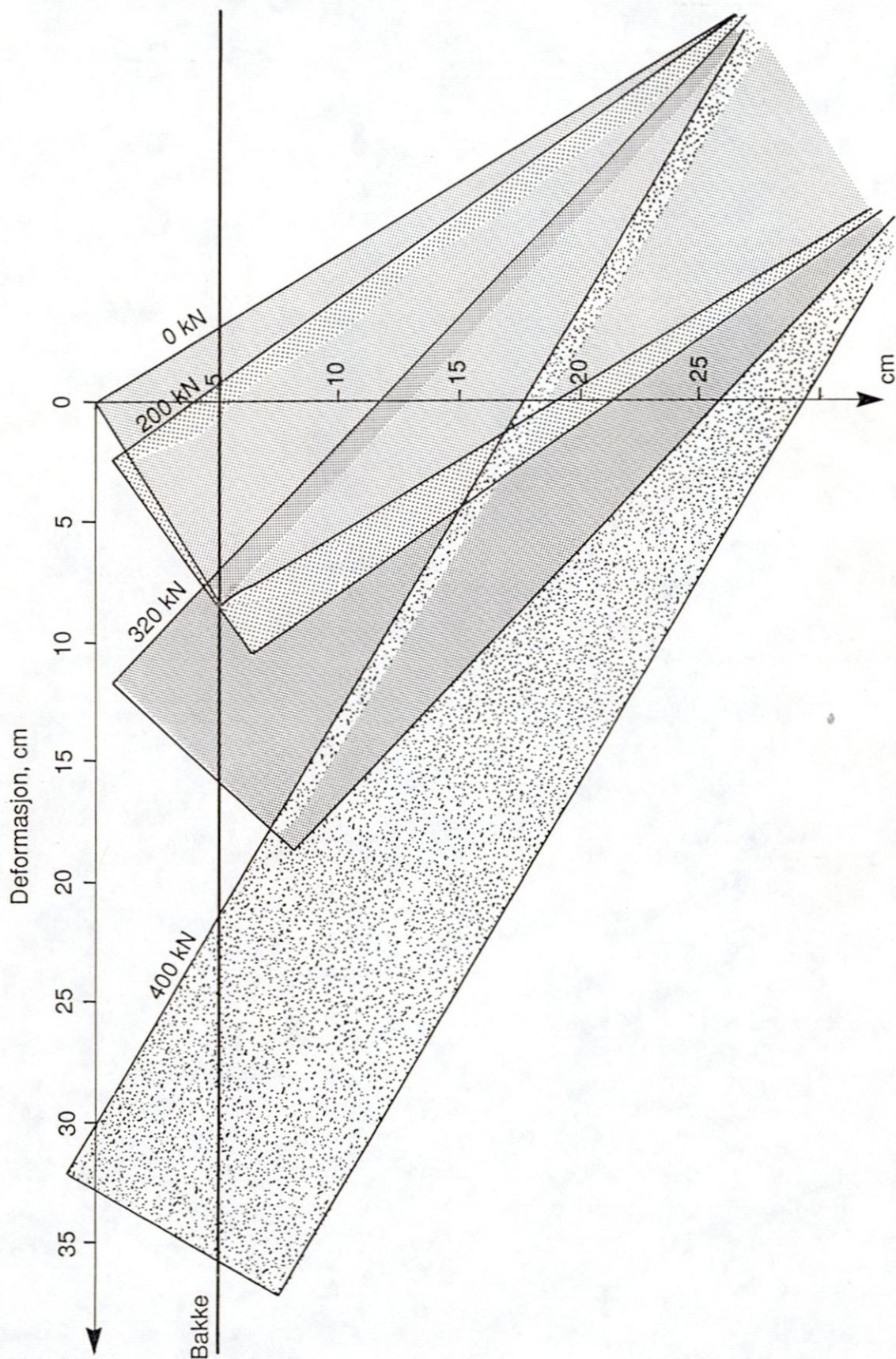


Snitt B-B

PELEFUNDAMENTERING	Rapport nr. 584300-2	Figur nr. 9
	Godkjent SAI	Dato 92-12-12
Mastefundament I i grus / sand.	Tegner <i>[Signature]</i>	 NGI
	Kontrollør <i>[Signature]</i>	



PELEFUNDAMENTERING	Rapport nr.	Figur nr.
	584300-2	10
Mastefundament II i grus / sand.	Godkjent	Dato
	<i>SM</i>	92-12-12
	Tegner	
	Kontrollert	



PELEFUNDAMENTERING

Bevegelse av pel 8.3
ved opptreksforsøk.
D = 3.8 m.

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
11a

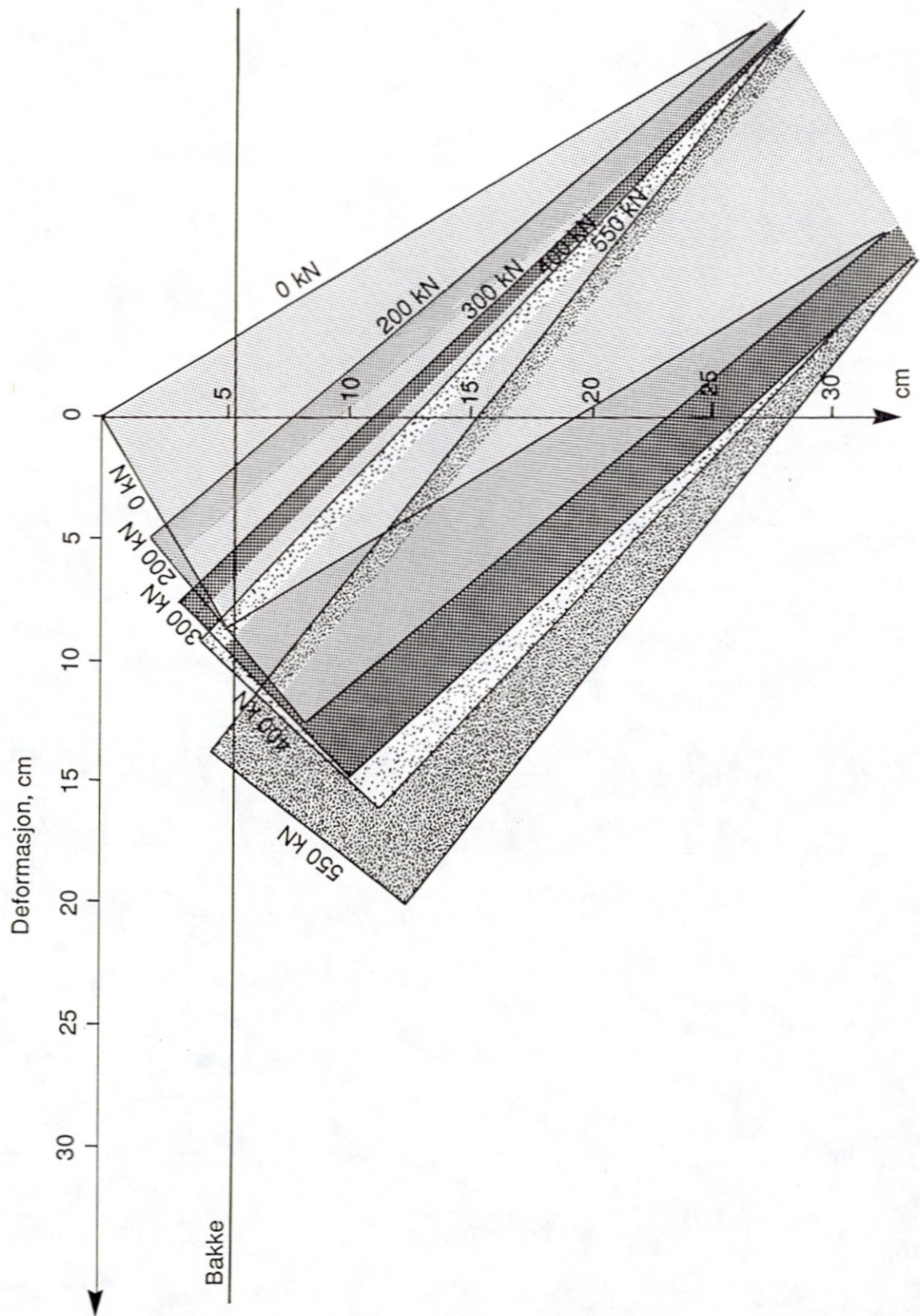
Tegner
SN1

Dato
92-12-12

Kontrollert

Godkjent





PELEFUNDAMENTERING

Bevegelse av pel 8.5
ved opptreksforsøk.
D = 5.3 m.

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
11b

Tegner
SN I

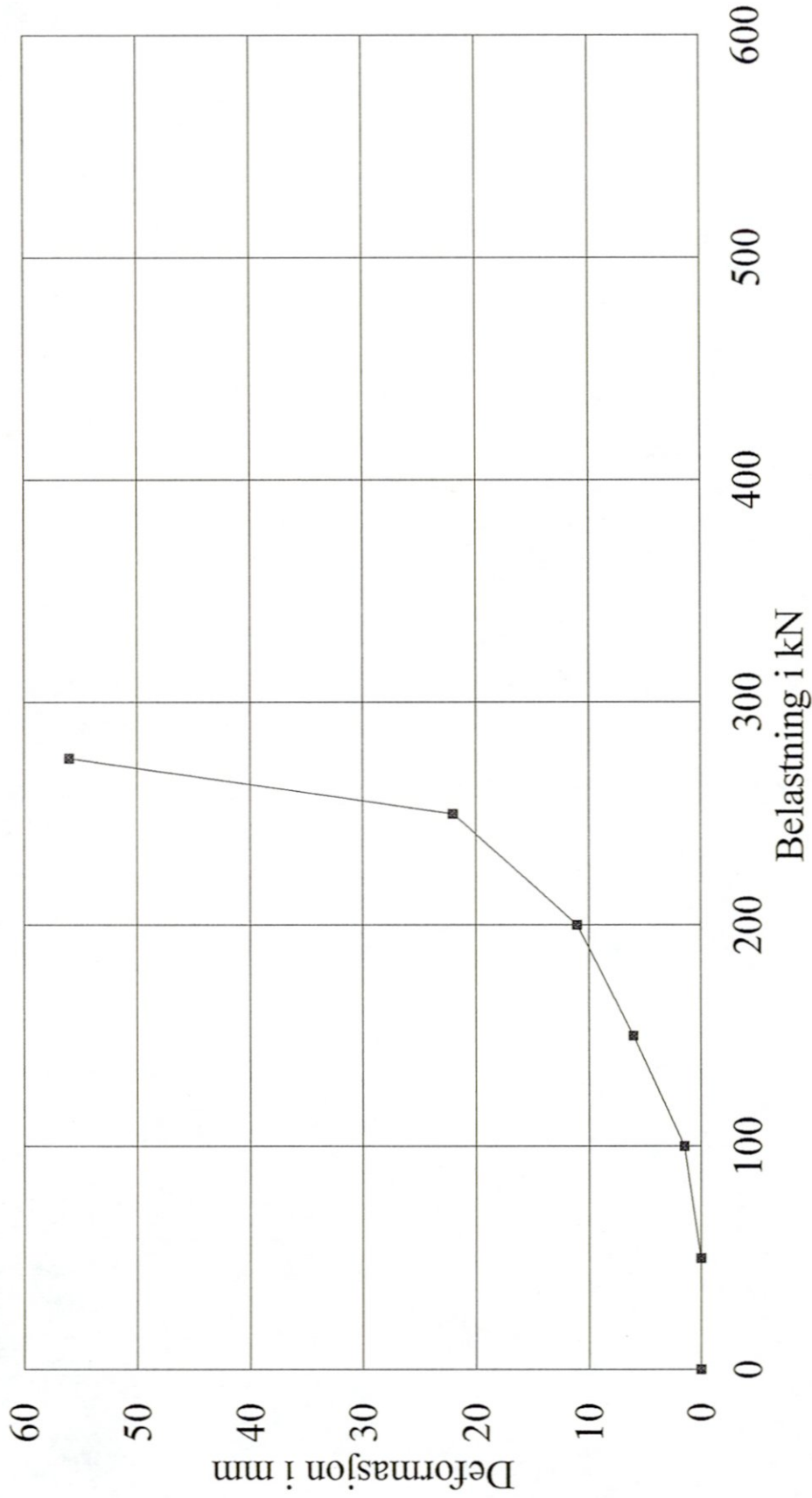
Dato
92-12-12


Kontrollert

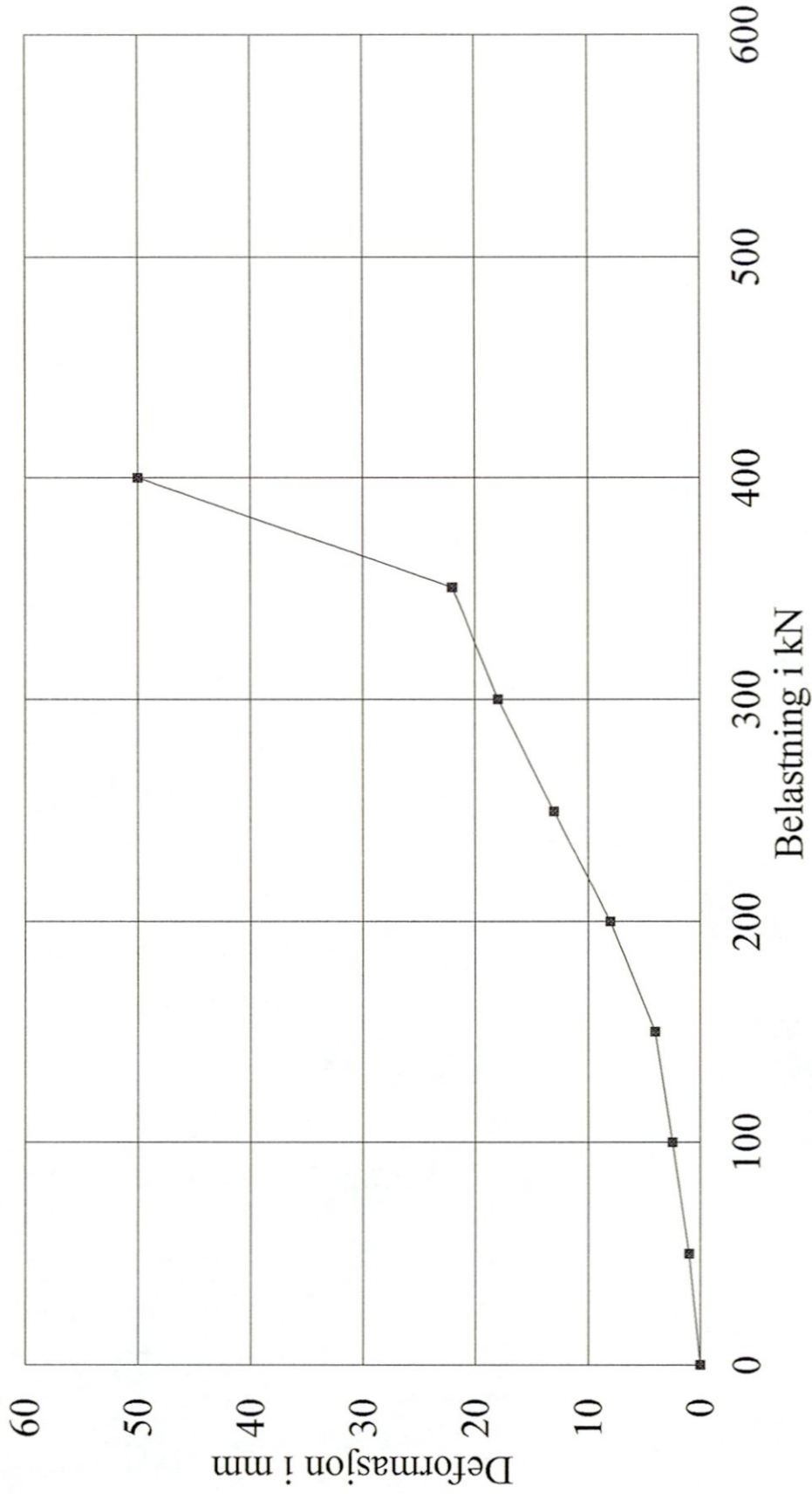
Godkjent



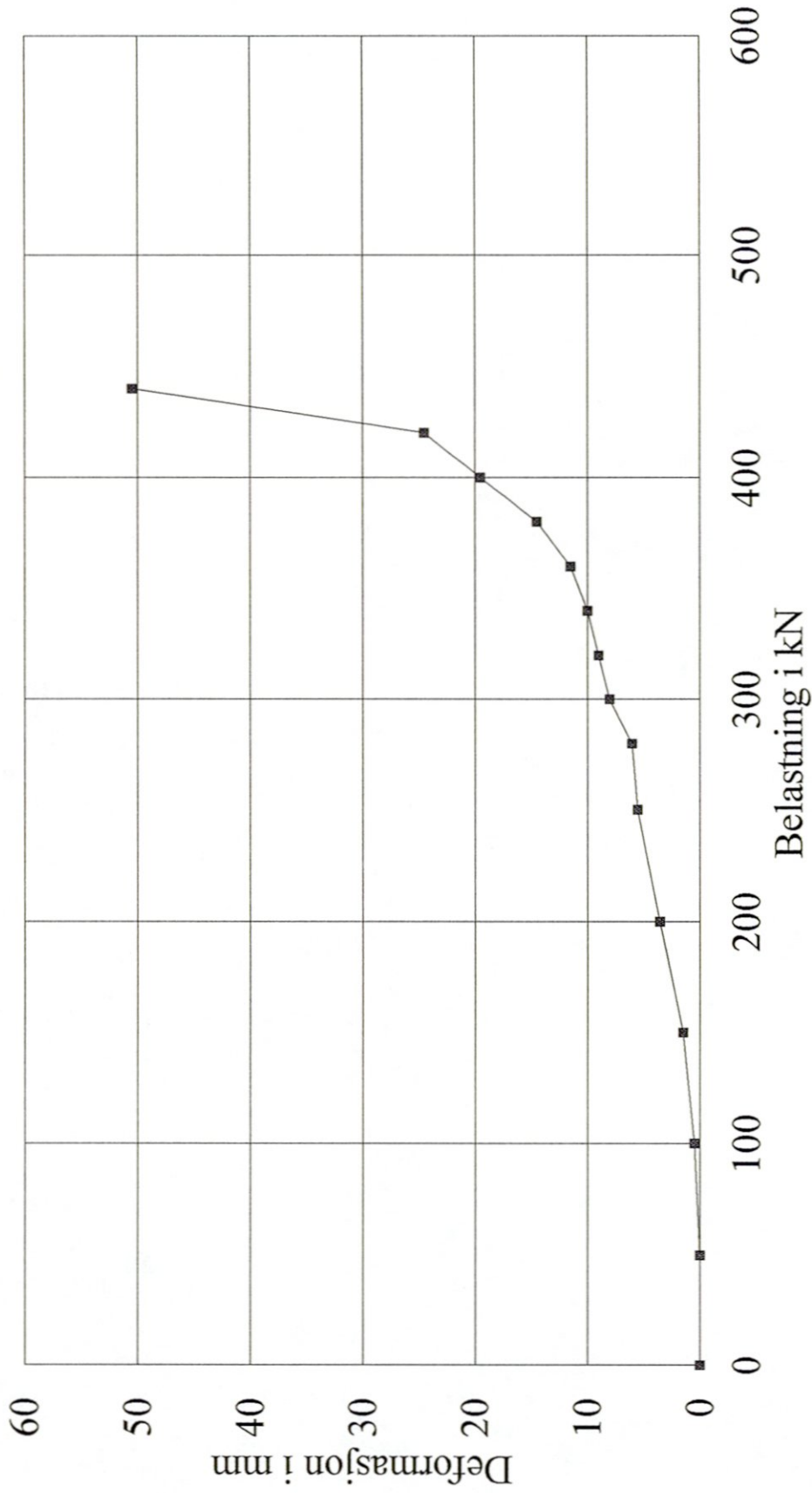
NGI




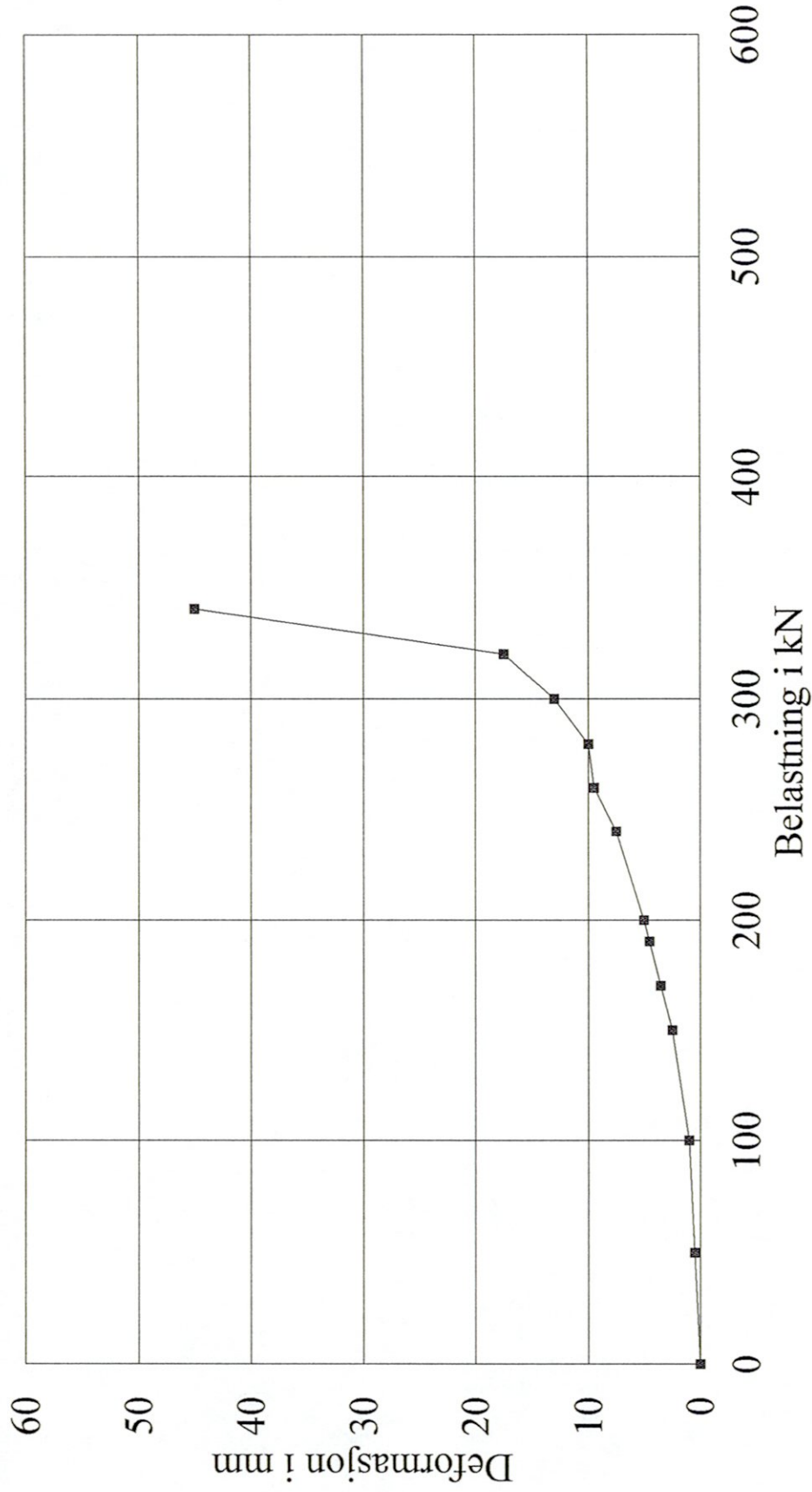
PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	12
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert	<i>[Signature]</i>	 NGI	
	Godkjent	<i>[Signature]</i>		
Vertikalt oppløft. Pel 1.1		D=2.9m		





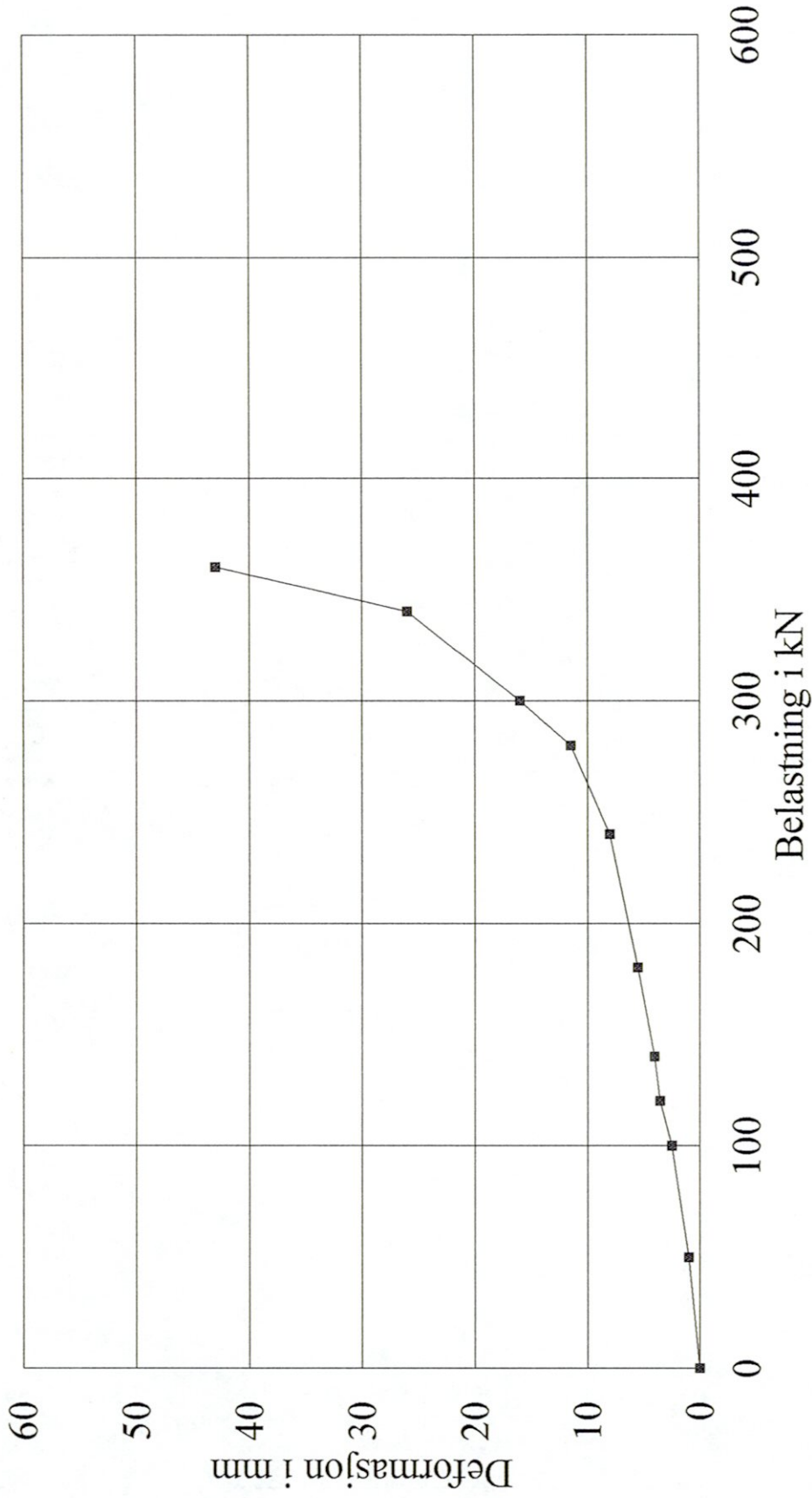
PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	13
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert			
Vertikalt oppløft. Pel 1.2		D=2.9m		Godkjent 





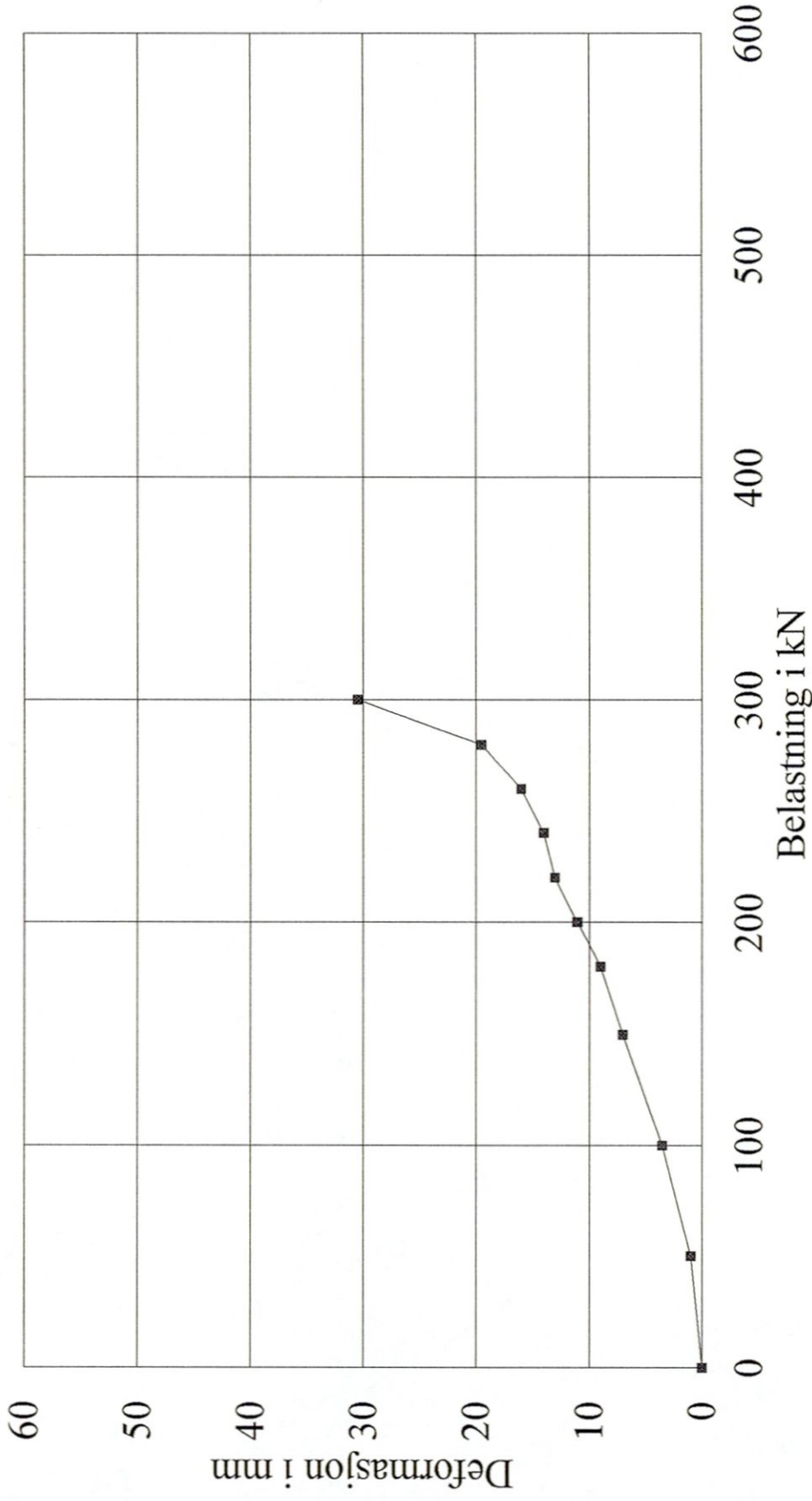
PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	14
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert			
Godkjent				
Vertikalt oppløft. Pel 1.3		D=5.2m		



	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	15
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert			
Godkjent				
PELEFUNDAMENTERING				
Vertikalt oppløft. D=2.9m				
Pel 1.4				



PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	16
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert			
Vertikalt oppløft. Pel 1.5		D=2.85m		Godkjent 



PELEFUNDAMENTERING

Vertikalt oppløft.
Pel 2.1

D=4.25

Figur Nr.

17

Rapport Nr.

584300-2

Dato

92.11.24

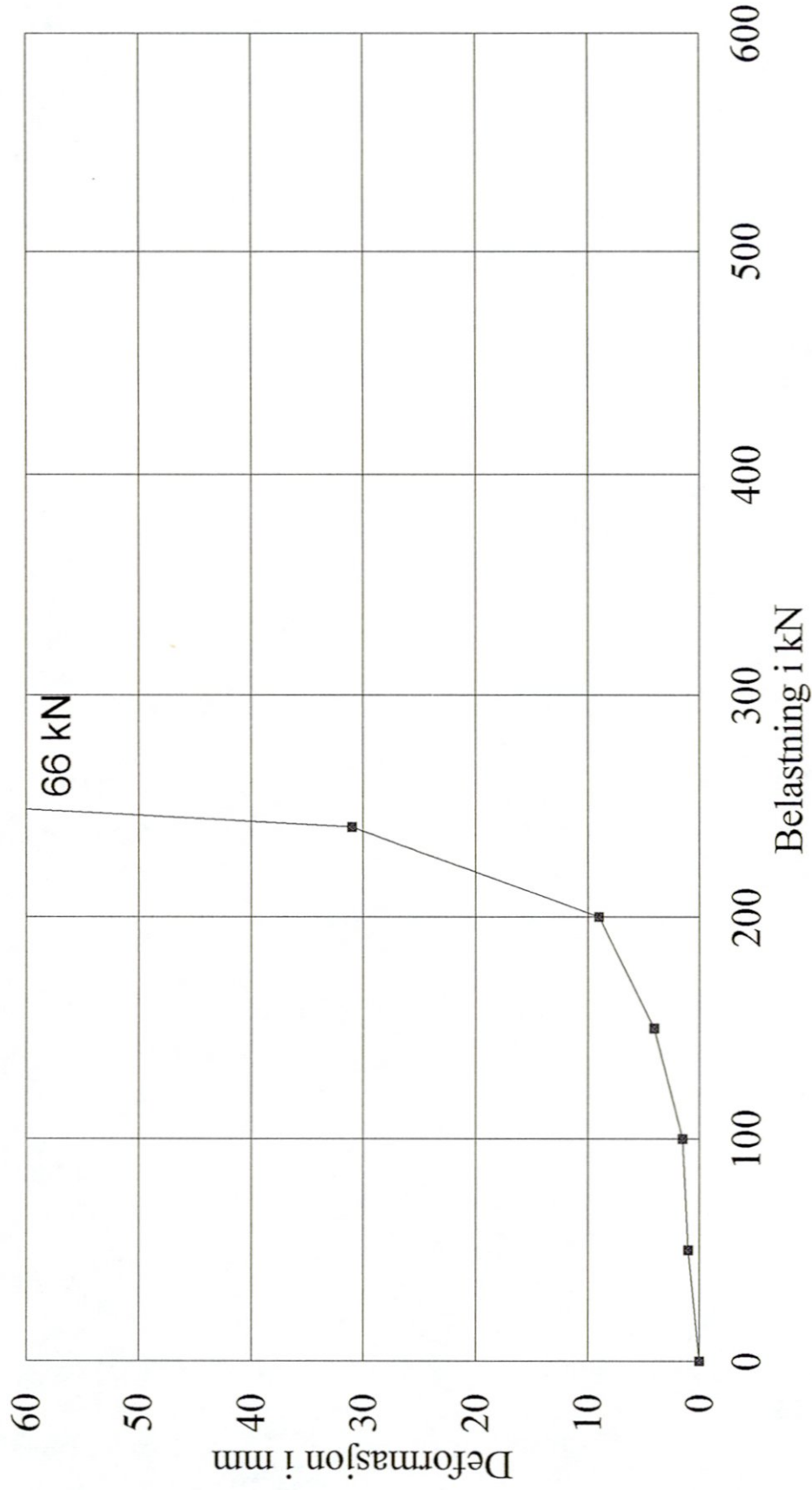
Tegnet av

KKr

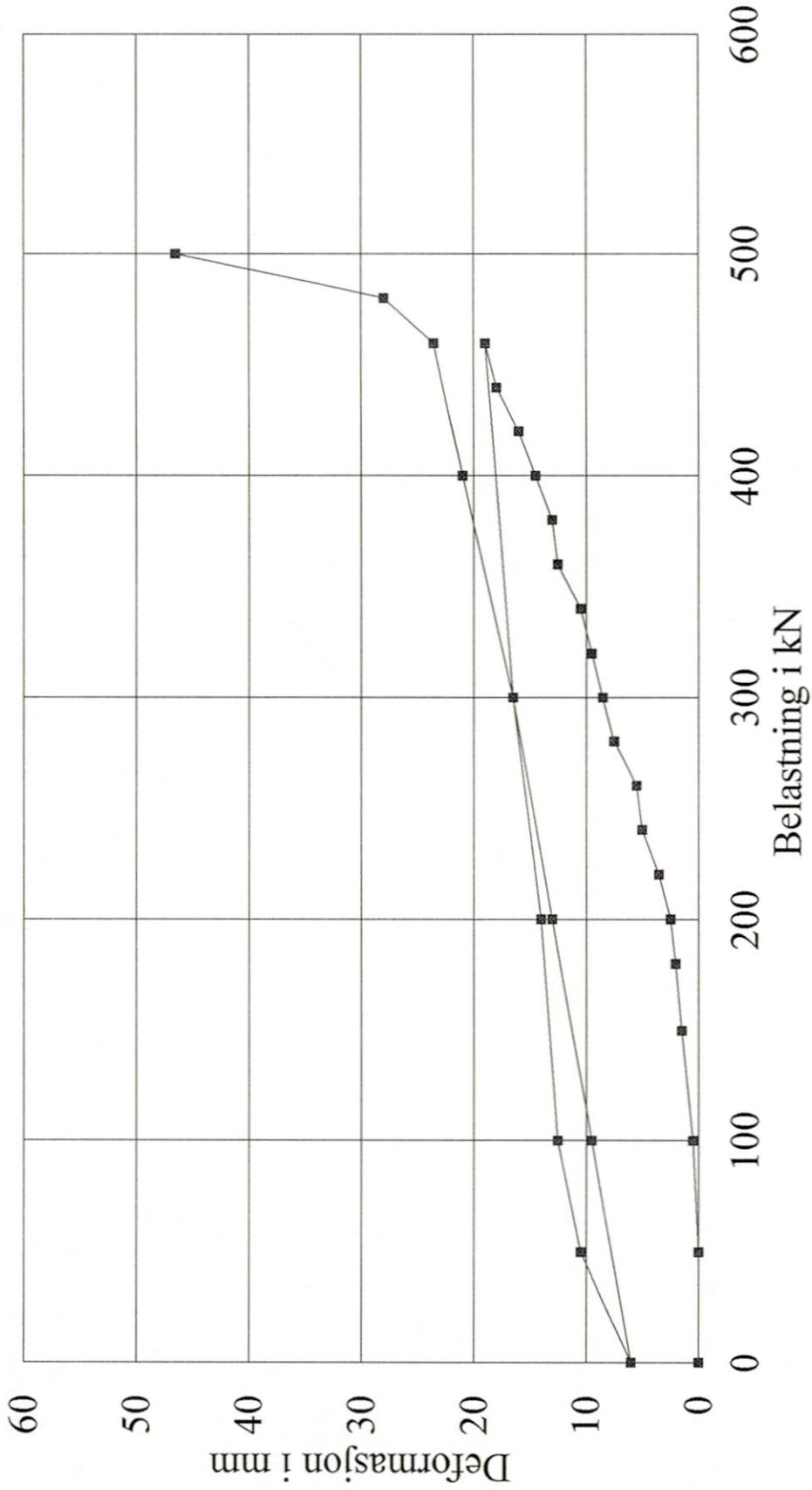
Kontrollert


Geddyent



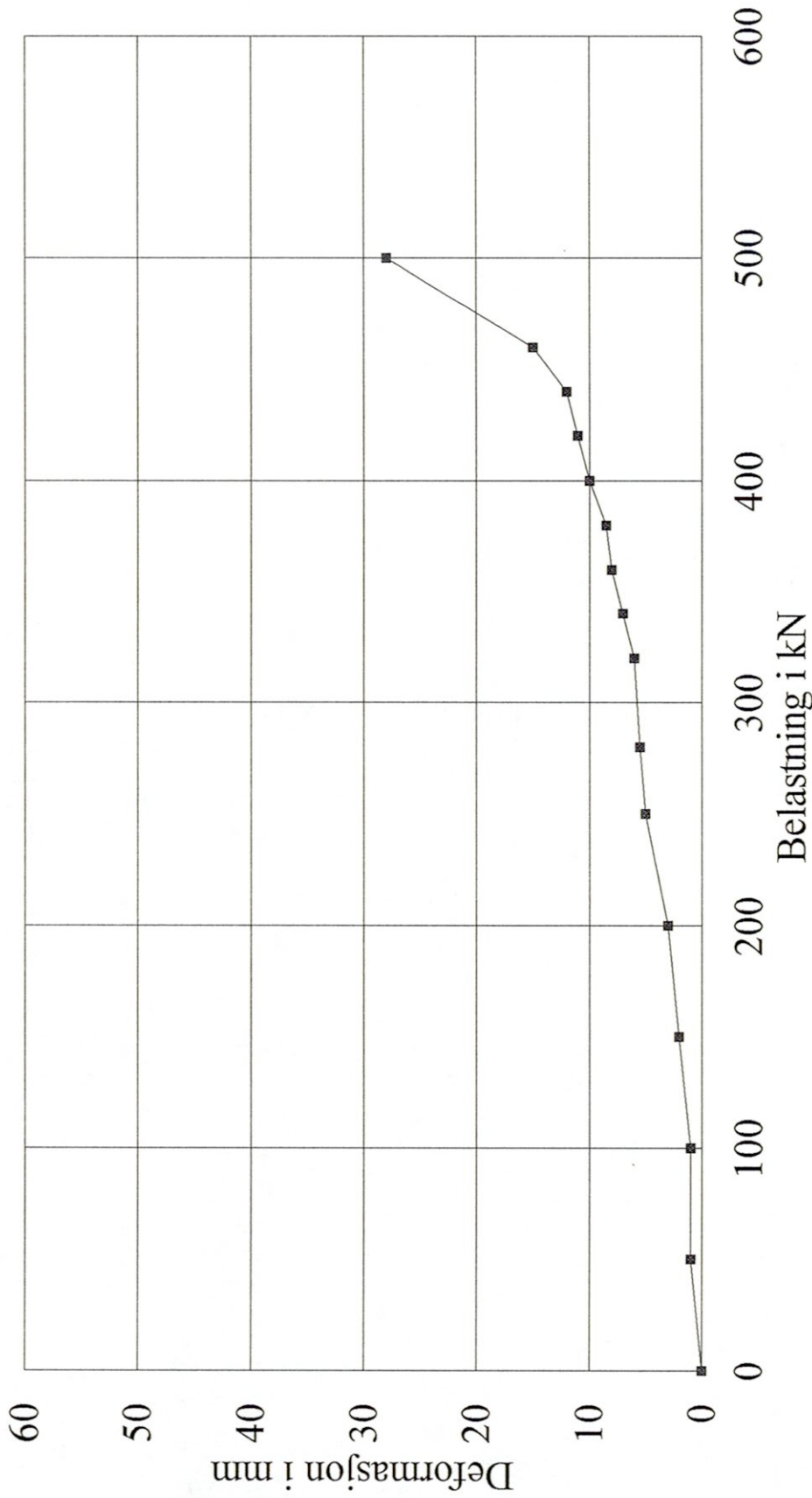


PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	18
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert			
Vertikalt oppløft. Pel 2.2		D=4.1m		Godkjent 



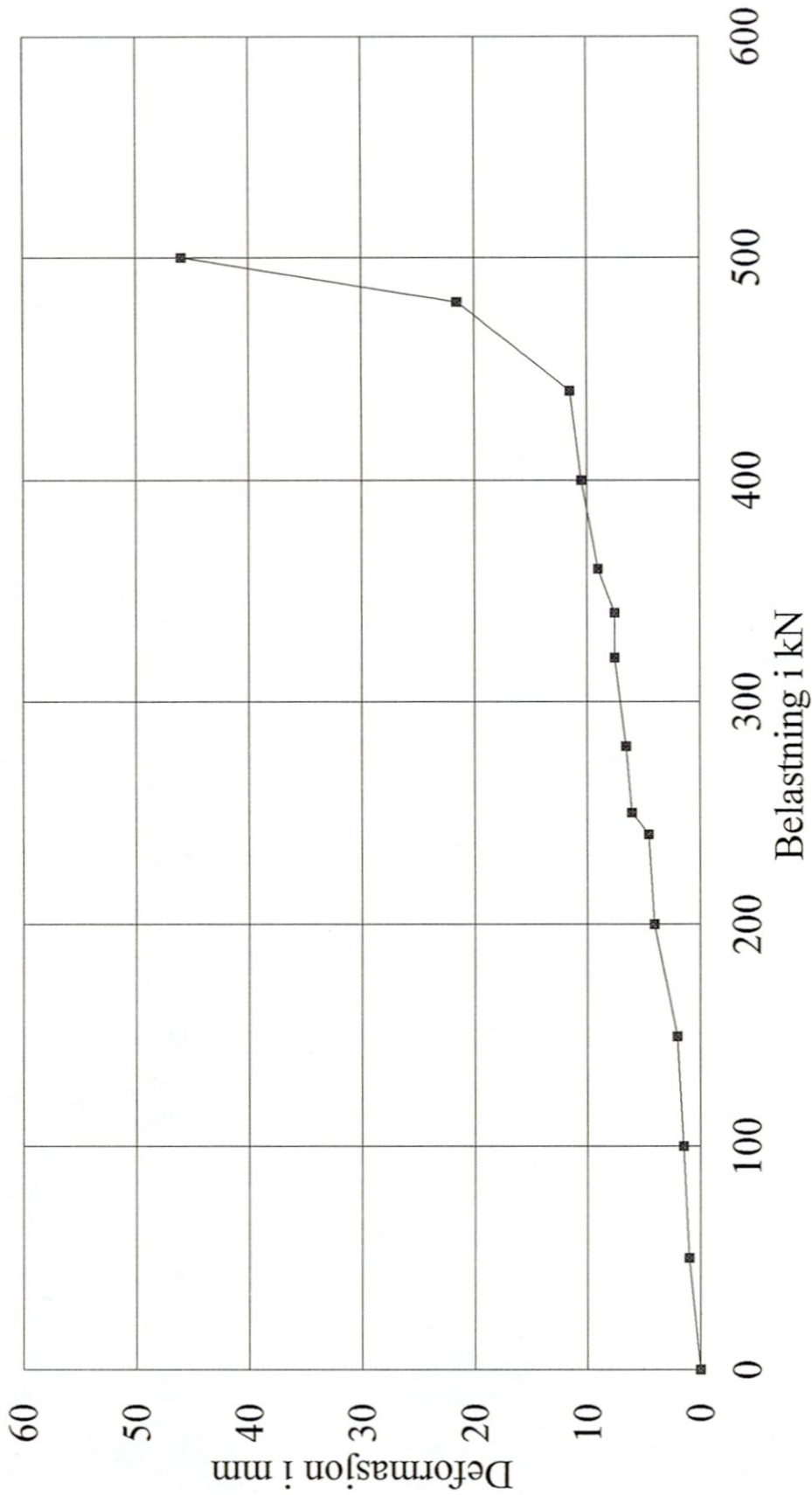
Rapport Nr. 584300-2	Figur Nr. 19
	Tegnet av KKr
Dato 92.11.24	
Vertikalt oppløft. D=4.6m Pel 2.3	
Godkjent <i>[Signature]</i>	

PELEFUNDAMENTERING



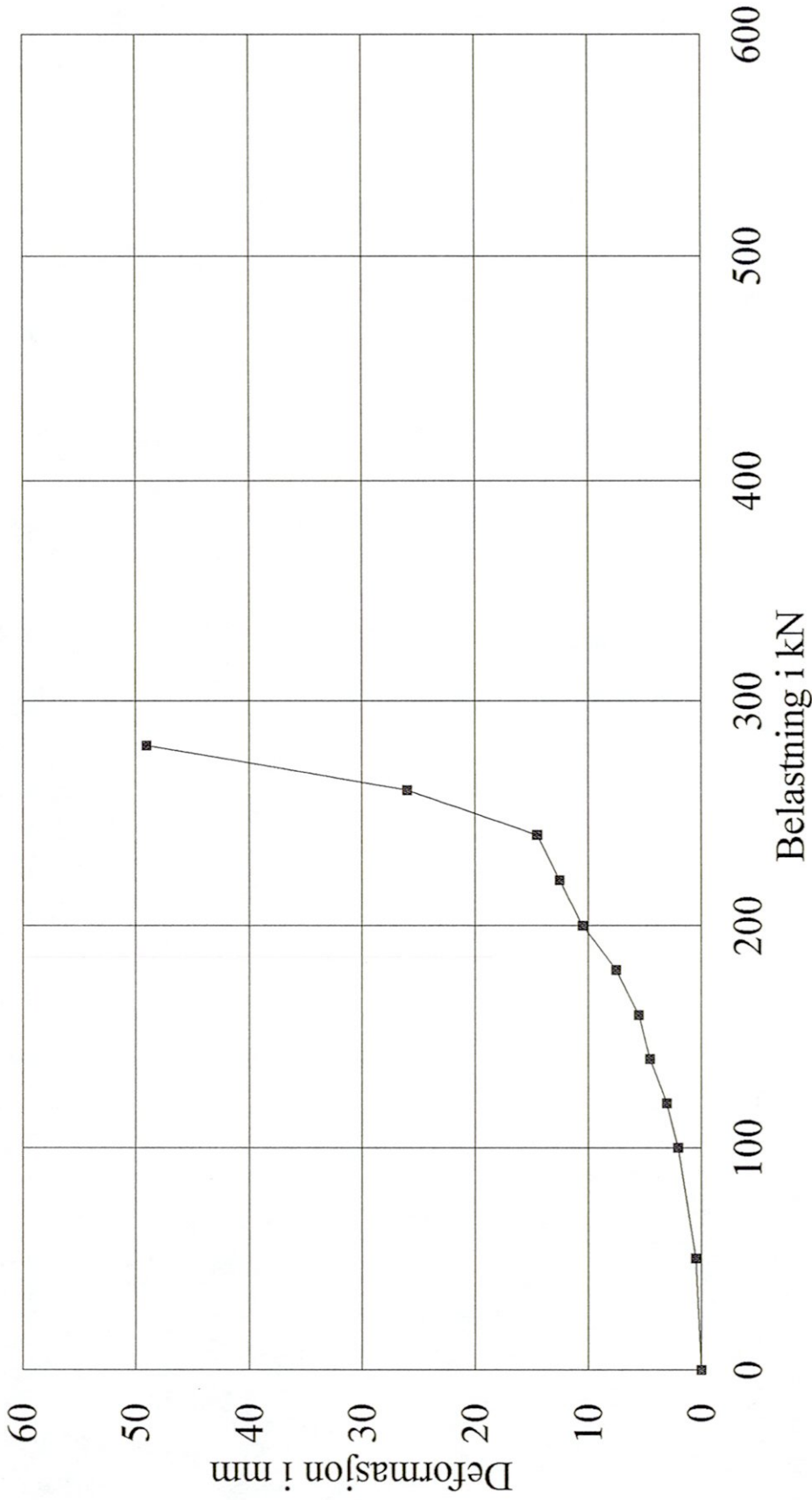
PELEFUNDAMENTERING	Figur Nr.	20
	Report Nr.	584300-2
	Tegnet av	KKr
Vertikalt oppløft. Pel 2.4	Dato	92.11.24
	Kontrollert	
D=3.9m	Godkjent	




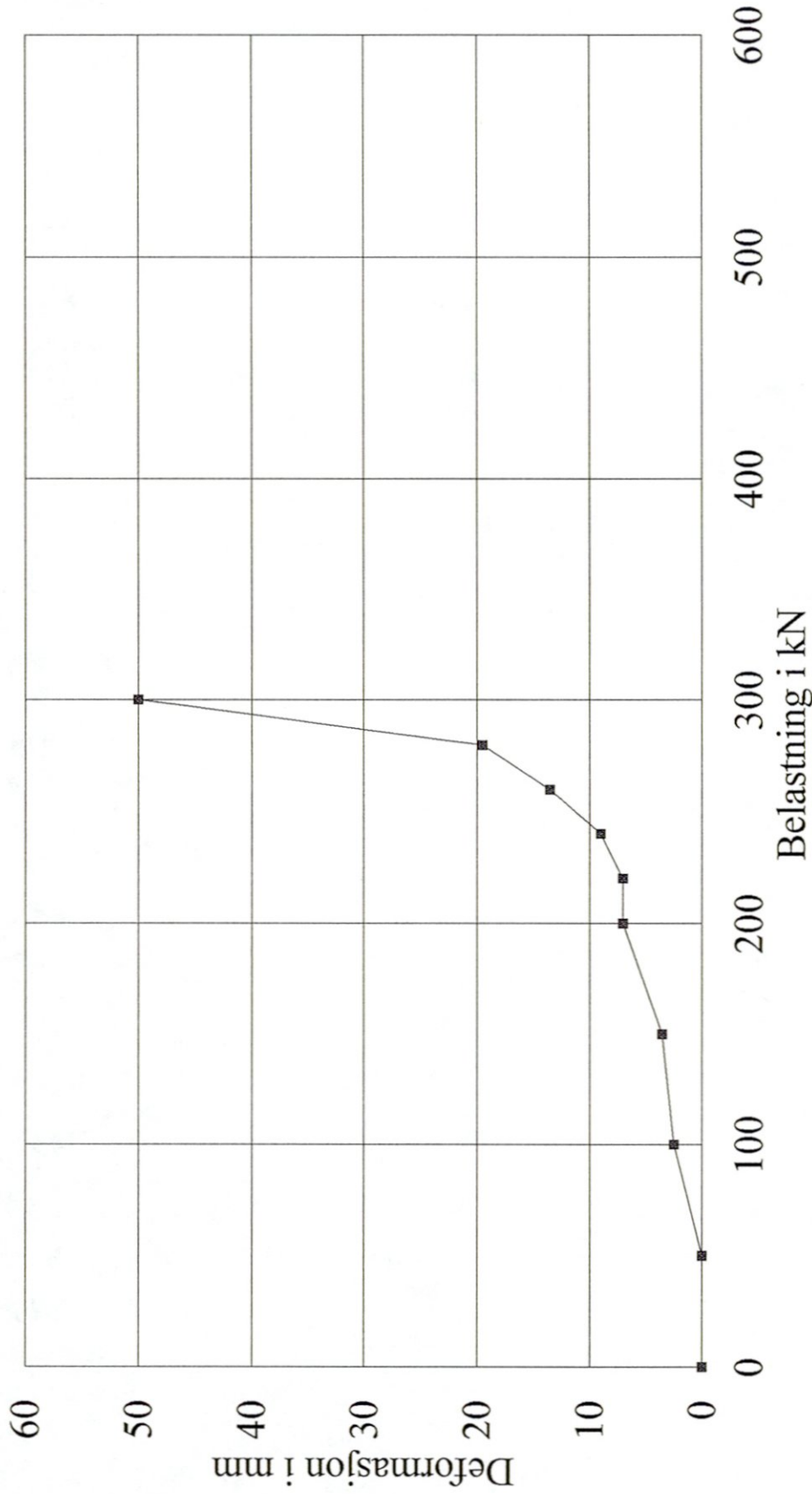




PELEFUNDAMENTERING	Figur Nr.	21
	Rapport Nr.	584300-2
	Dato	92.11.24
Vertikalt oppløft. Pel 2.5	Tegnet av	KKr
	Kontrollert	<i>[Signature]</i>
D=3.9m	Godkjent	<i>[Signature]</i>





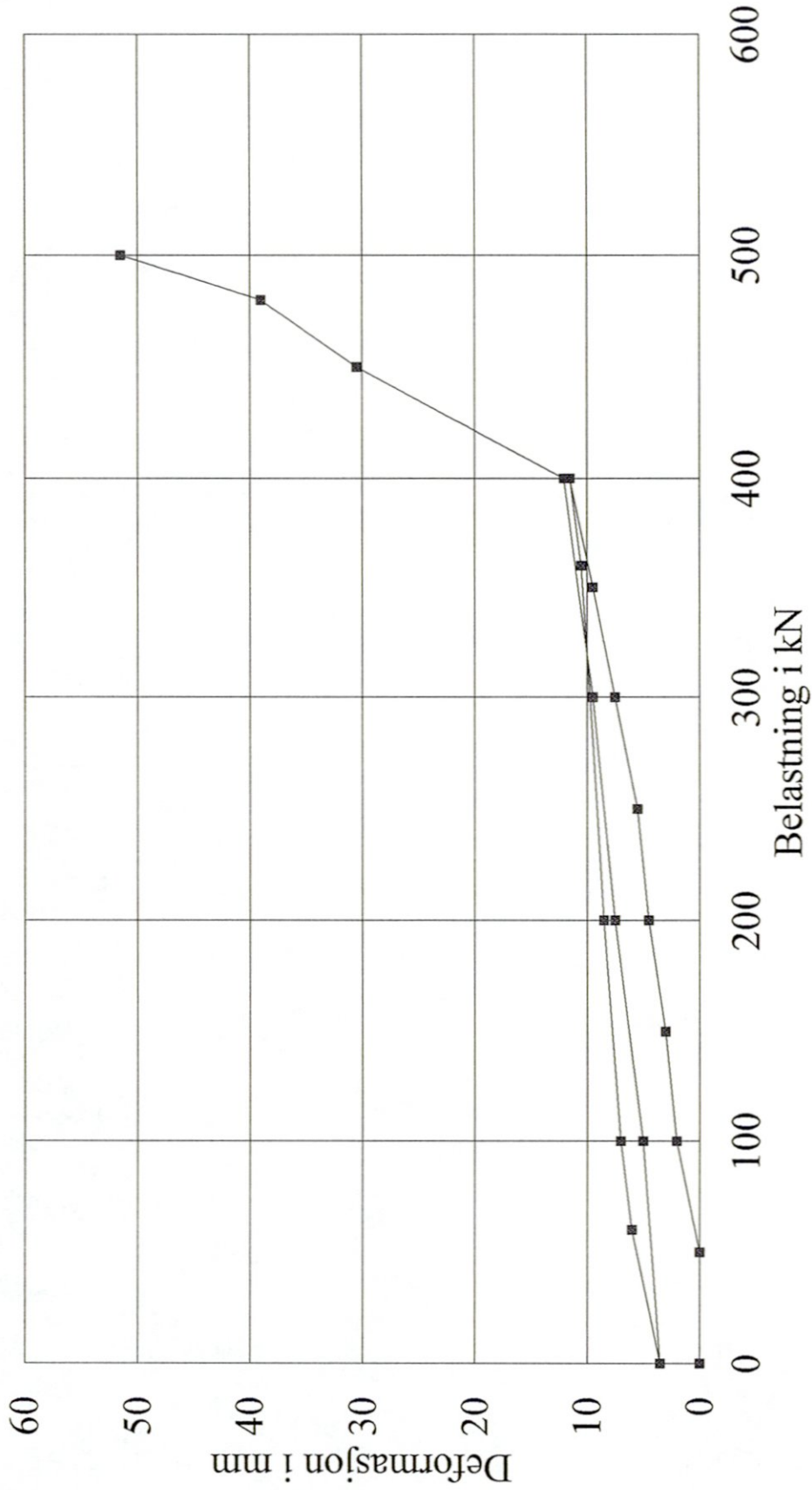
PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	22
	Vertikalt oppløft. Pel 4.1		Tegnet av	KKr
D=2.75m		Kontrollert	Dato	
		Godkjent	92.11.24	
				




PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	23
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert			
Godkjent				

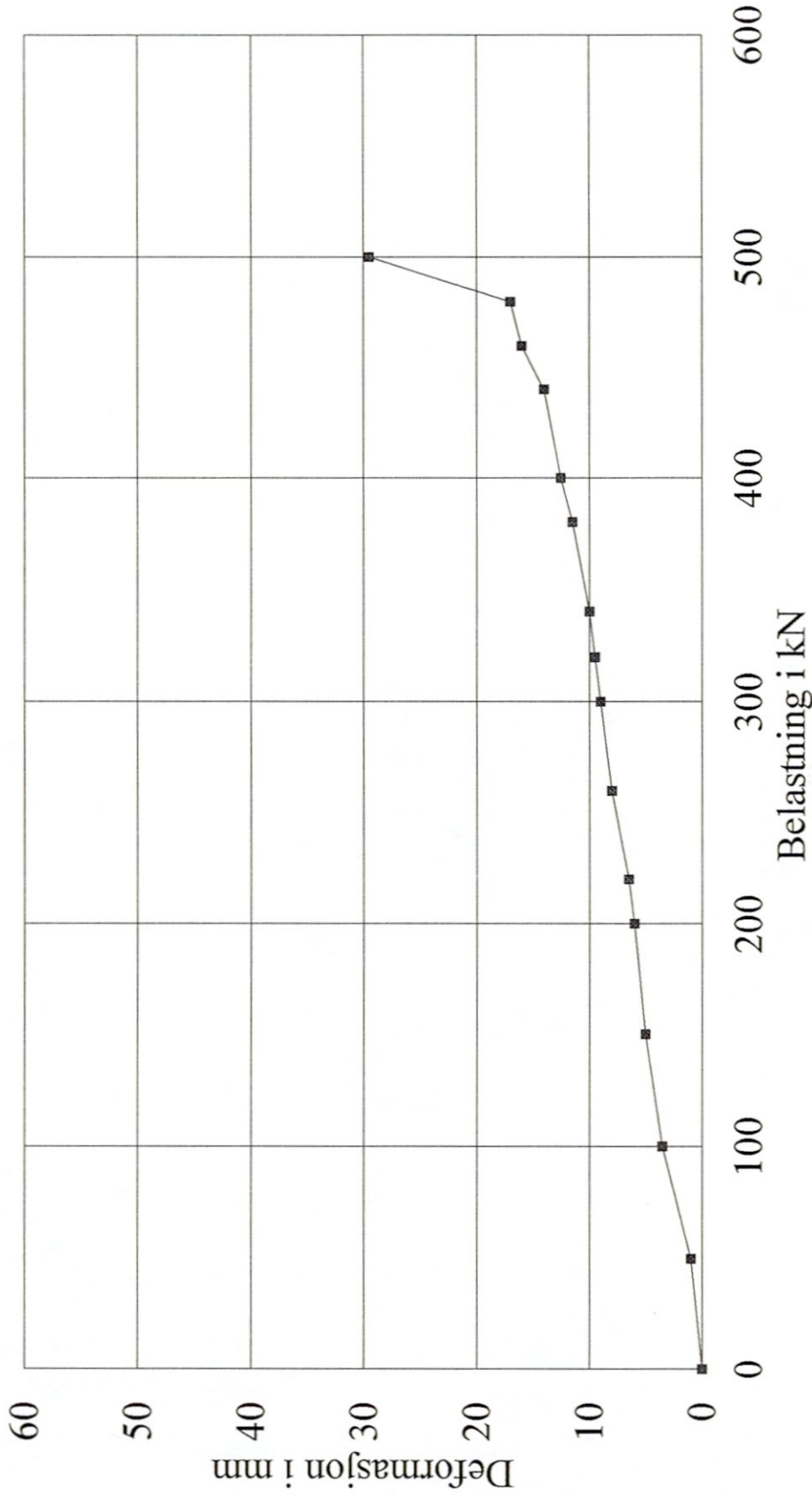
Vertikalt oppløft.
Pel 4.2


D=2.9m

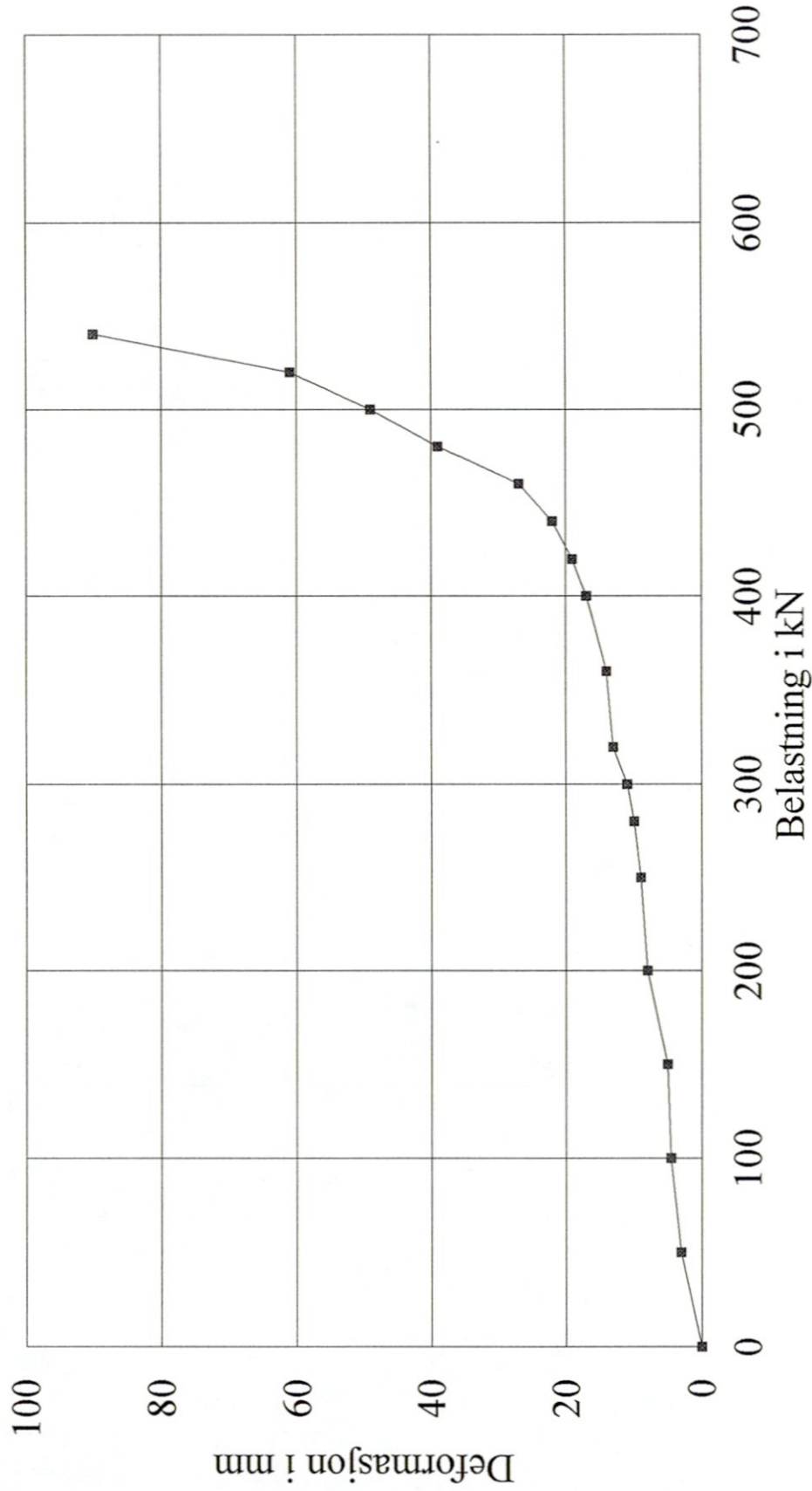




PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	24
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert		 NGI	
Godkjent	<i>[Signature]</i>			

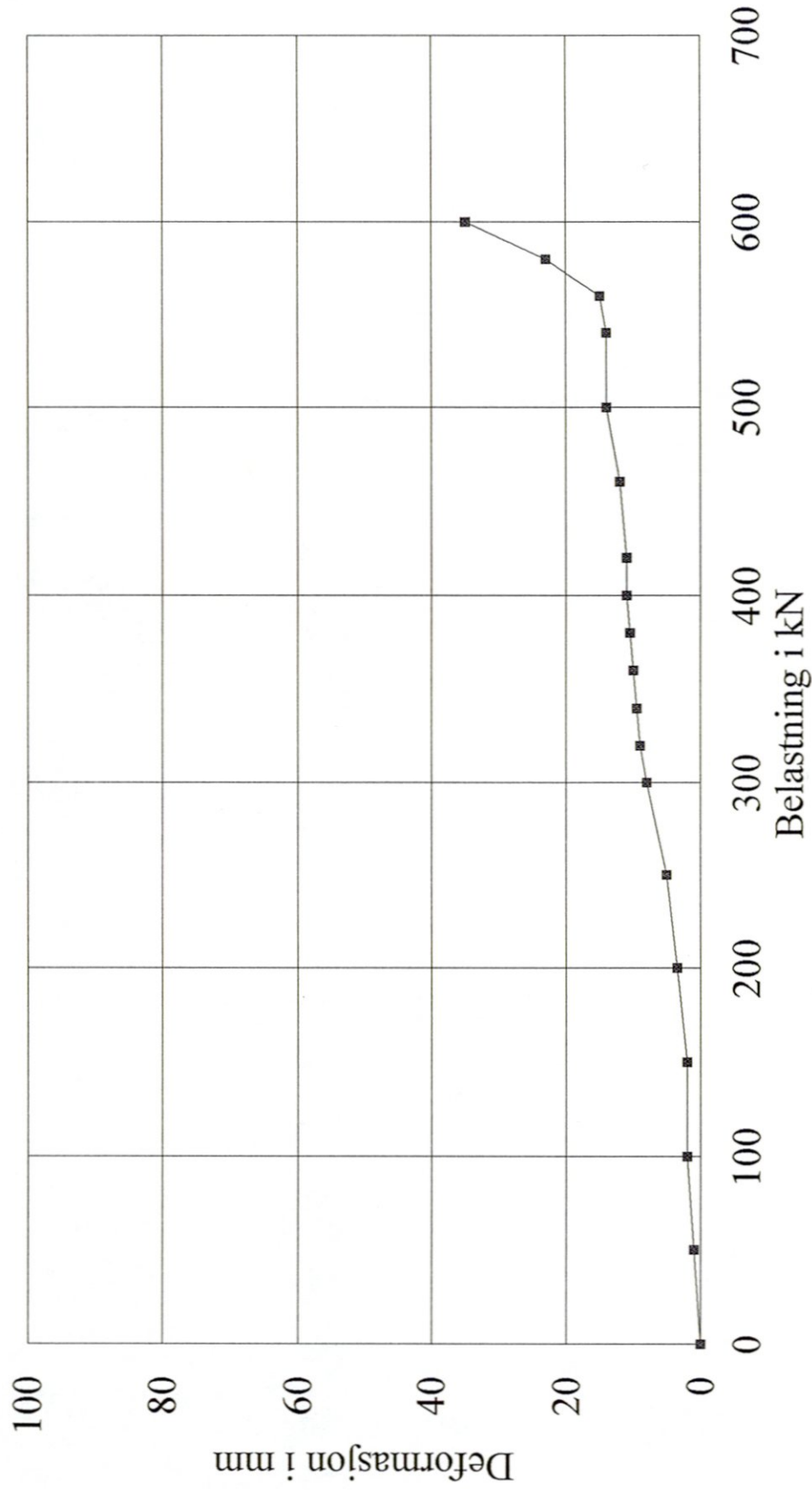
Vertikalt oppløft. D=3.8m
Pel 4.3



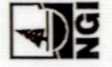
PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	25
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert		 NGI	
Godkjent	<i>[Signature]</i>			
Vertikalt oppløft. Pel 4.4		D=4.0m		

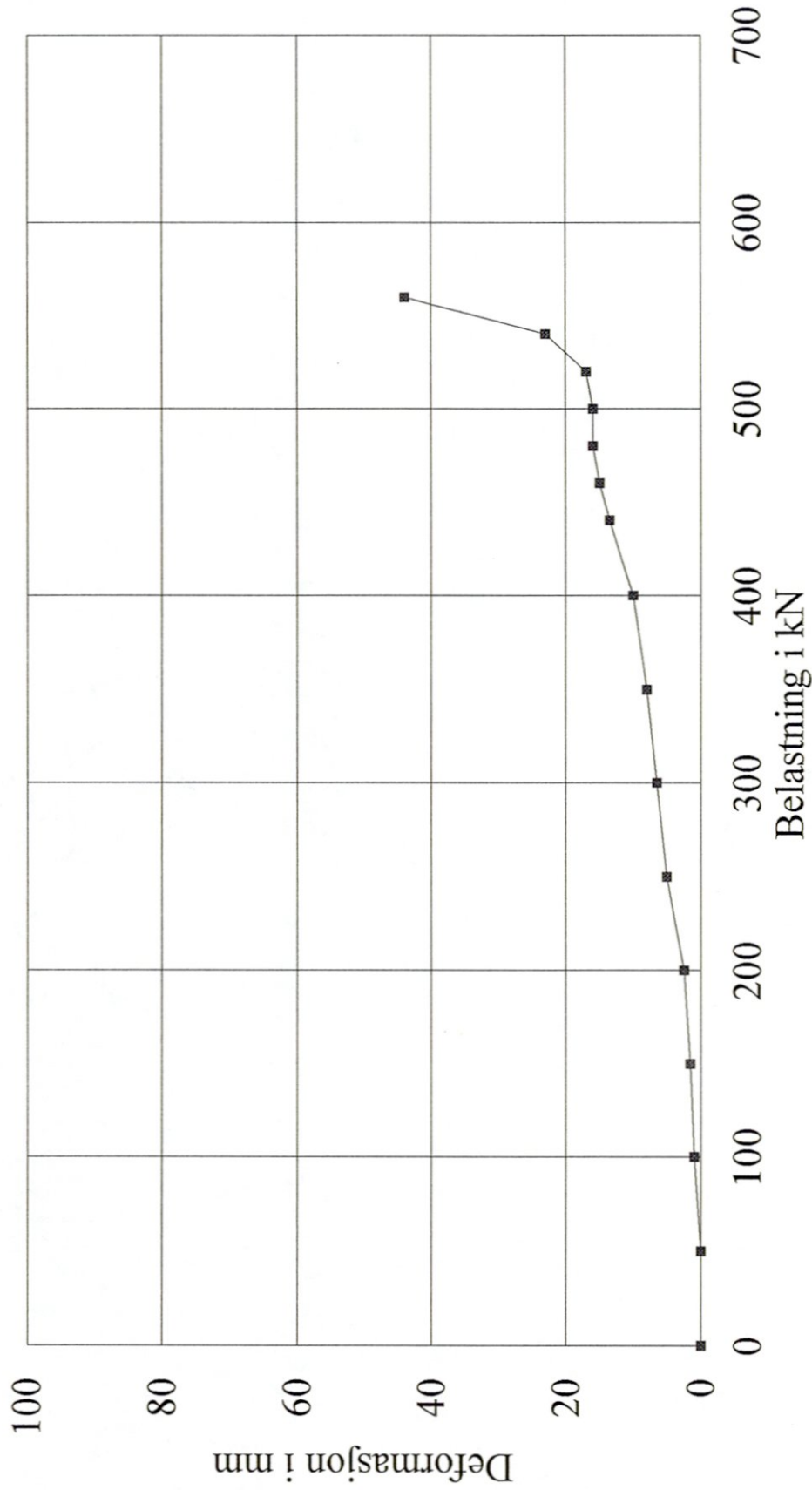


PELEFUNDAMENTERING Vertikalt trykk. Pel 6.1	Rapport Nr. 584300-2	Figur Nr. 26
	Tegnet av KKr	Dato 92.11.24
	Kontrollert	
D=2.8 m	Godkjent 	

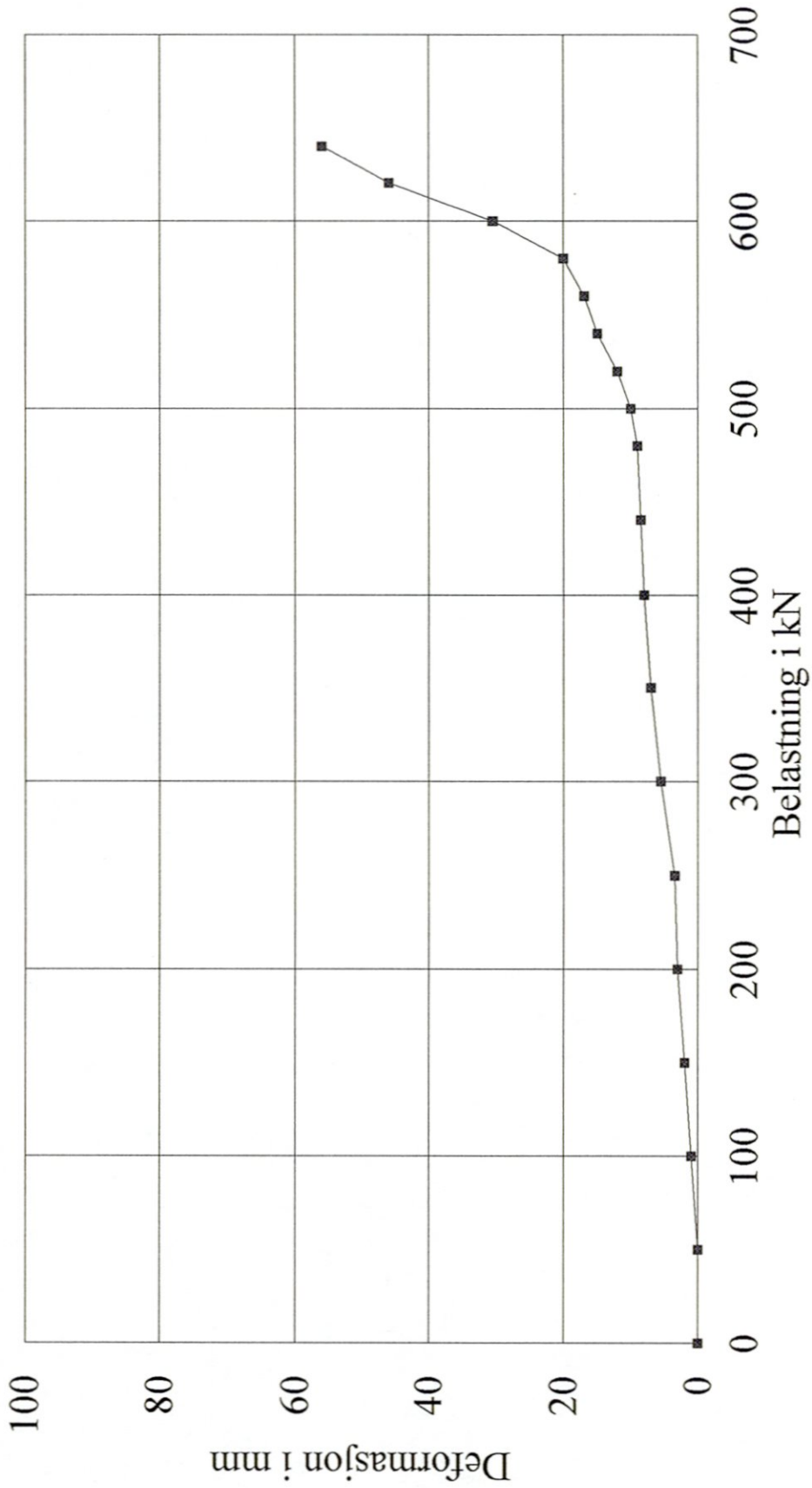


PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	27
	Vertikalt trykk. Pel 6.2		Tegnet av	Dato
D=2.9 m		KKr	92.11.24	
		Kontrollert		
		Godkjert		

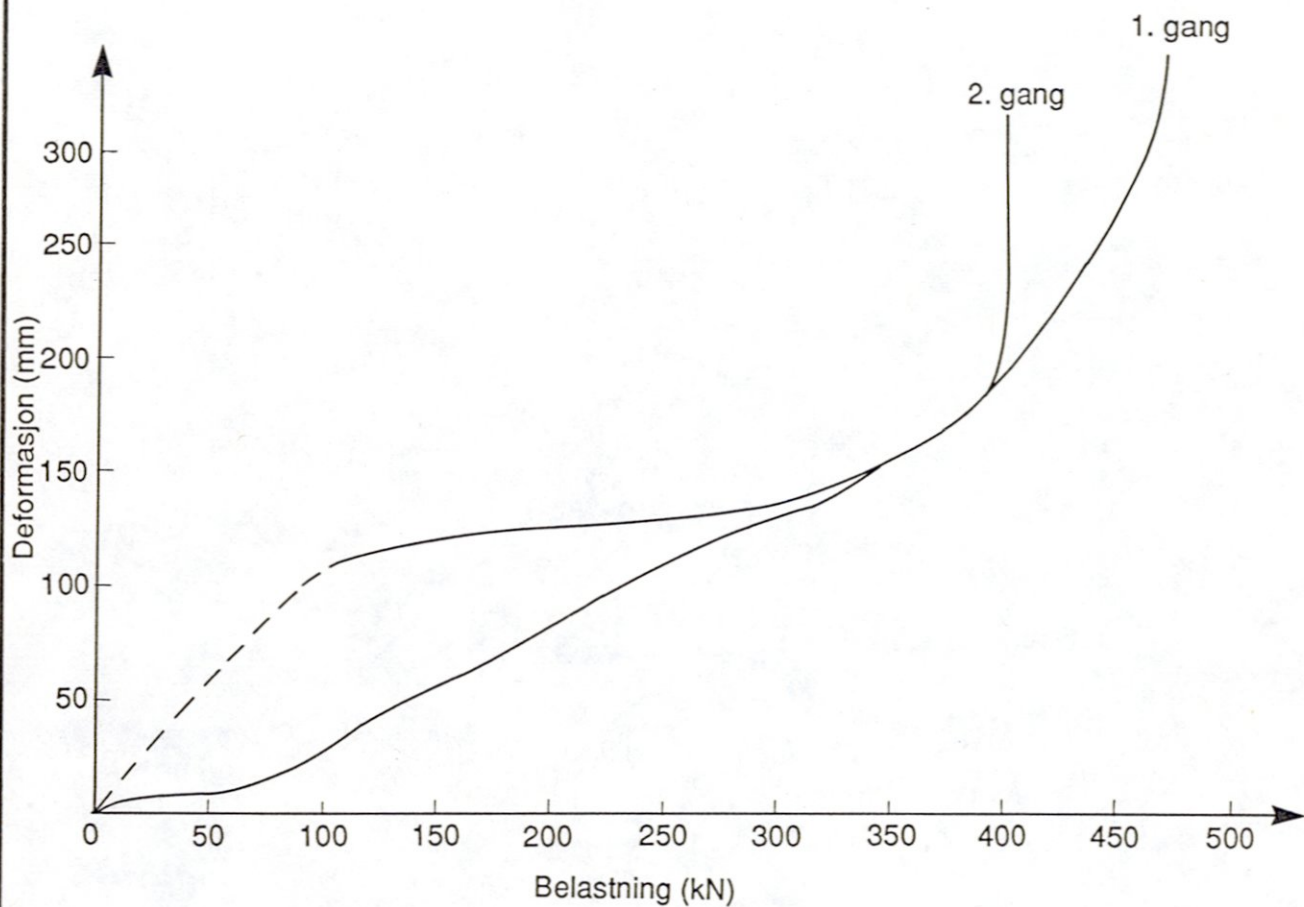





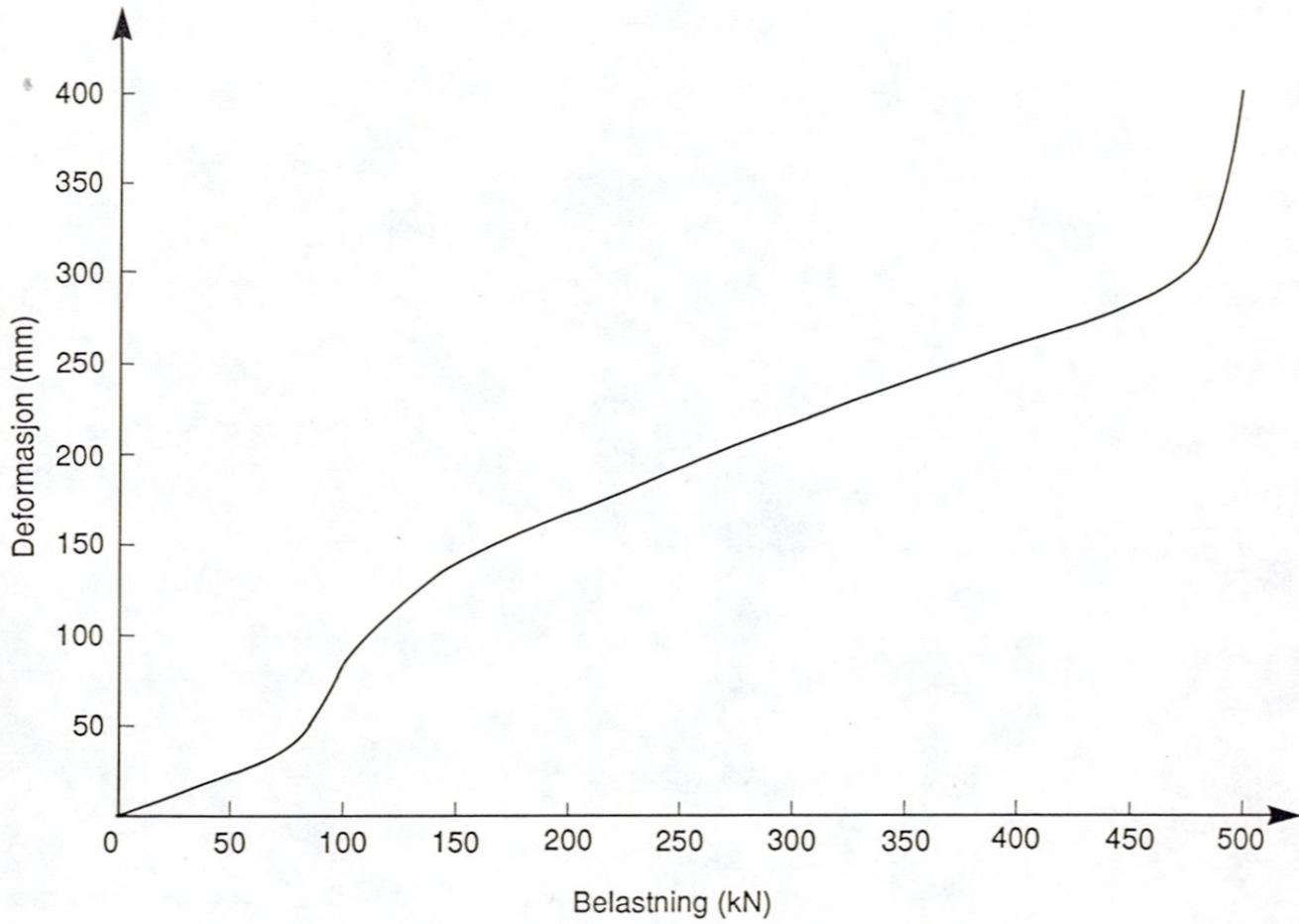
PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	28
	Tegnet av KKr		Dato	92.11.24
Vertikalt trykk. Pel 6.3	Kontrollert			
	D=3.9 m			
Godkjent/				




PELEFUNDAMENTERING	Rapport Nr.	584300-2	Figur Nr.	29
	Tegnet av	KKr	Dato	92.11.24
	Kontrollert			
	Godkjent			
Vertikalt trykk. Pel 6.4		D=3.8 m		

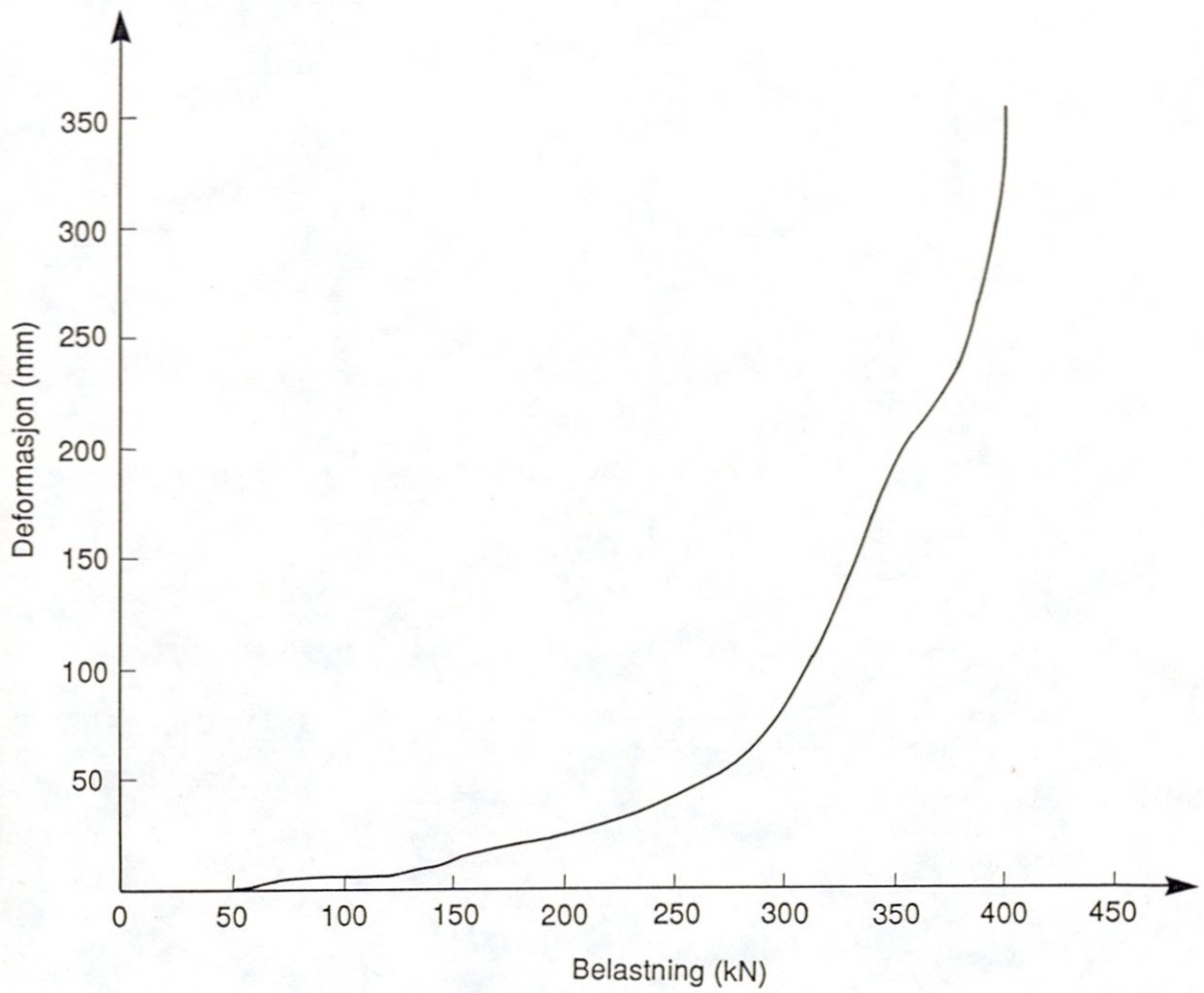


PELEFUNDAMENTERING	Rapport nr. 584300-2	Figur nr. 30
Opptrekkforsøk skrå pel. Pel 8.1 D = 2.8 m Horisontaldeformasjon.	Tegner SMI	Dato 92-12-12
	Kontrollert	 NGI
	Godkjent <i>[Signature]</i>	



PELEFUNDAMENTERING Opptrekkforsøk skrå pel. Pel 8.2 D = 2.8 m Horizontaldeformasjon.	Rapport nr.	Figur nr.
	584300-2	31
	Tegner	Dato
	<i>SNV</i>	92-12-12
	Kontrollert	 NGI
	Godkjent	
	<i>[Signature]</i>	

001N. 05.88.5000. A.S.TØRRKOP. 4.3.2.1



PELEFUNDAMENTERING

Opptrekksforsøk skrå pel.
 Pel 8.3 D = 3.8 m
 Horisontaldeformasjon.

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
32

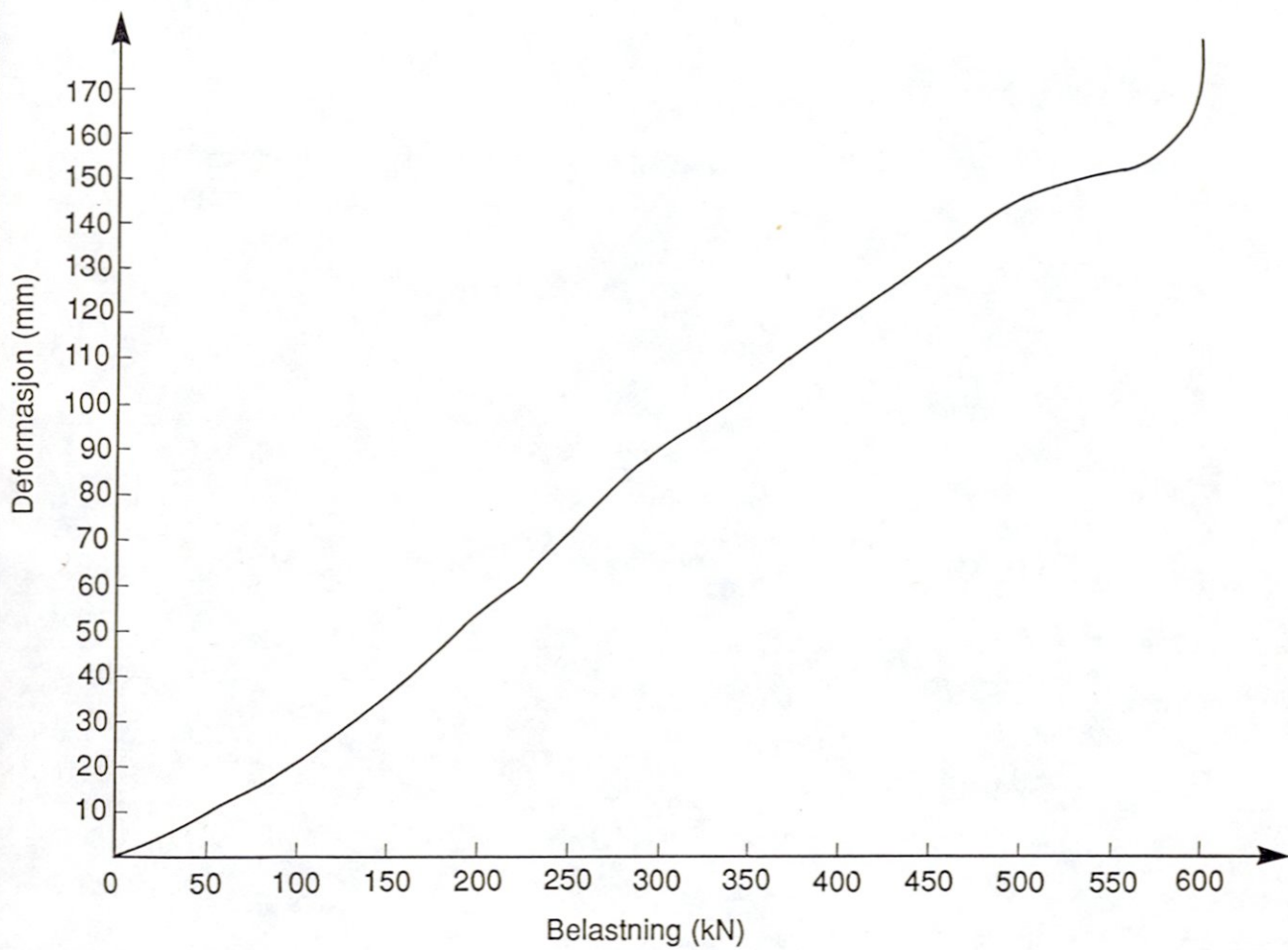
Tegner
SM


Dato
92-12-12

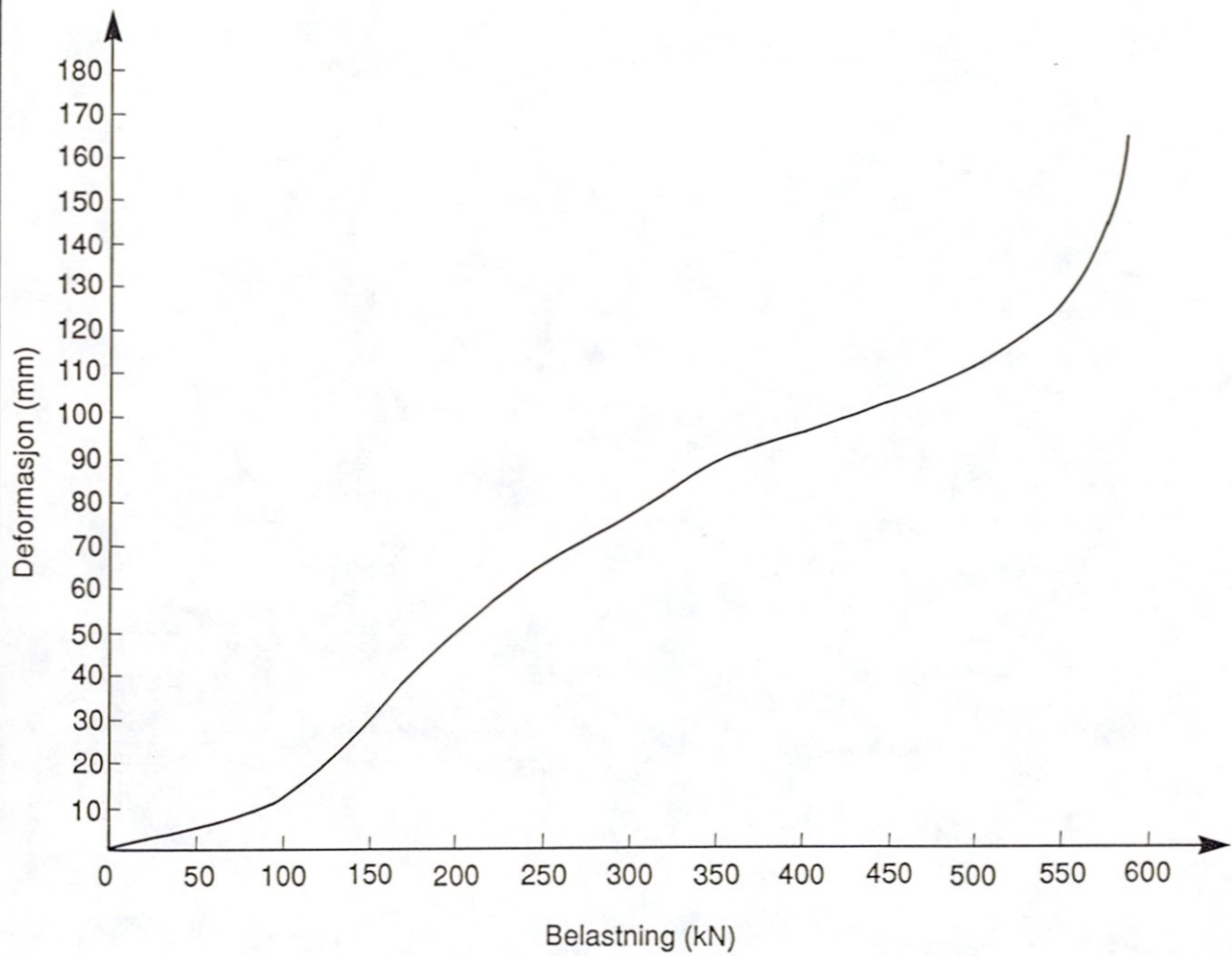
Kontrollert

Godkjent
hl





PELEFUNDAMENTERING Opptrekkforsøk skrå pel. Pel 8.4 D = 4.3 m Horisontaldeformasjon.	Rapport nr. 584300-2	Figur nr. 33
	Tegner sN1	Dato 92-12-12
	Kontrollert	 NGI
	Godkjent <i>[Signature]</i>	



PELEFUNDAMENTERING

Opptreksforsøk skrå pel.
 Pel 8.5 D = 5.3 m
 Horisontaldeformasjon.

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
34

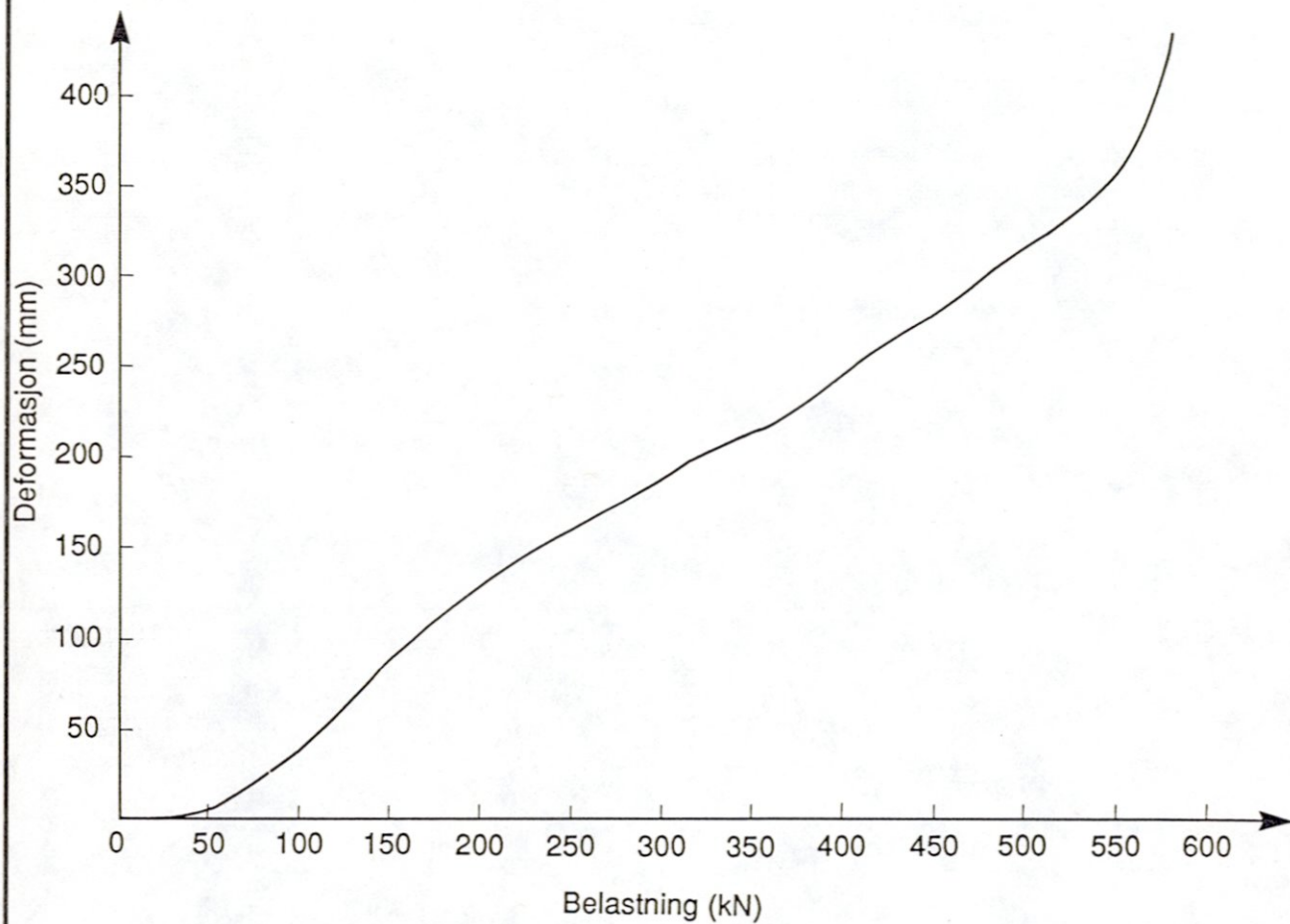
Tegner
SN

Dato
92-12-12

Kontrollert

Godkjent
W





PELEFUNDAMENTERING

Opptrekksforsøk skrå pel.
Pel 8.6 D = 4.9 m
Horisontaldeformasjon.

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
35

Tegner
sw

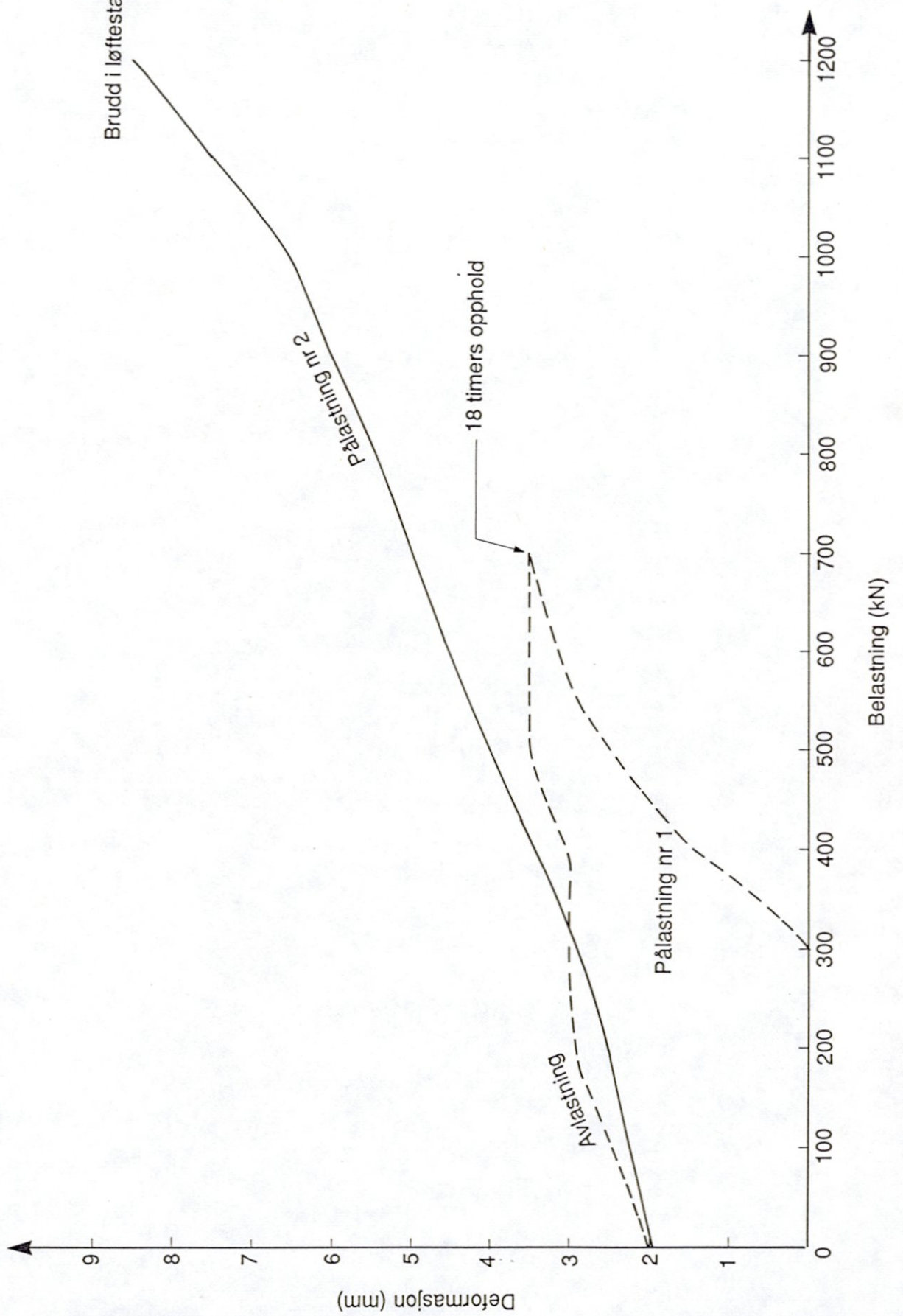
Dato
92-12-12

Kontrollert
ul

Godkjent



NGI



PELEFUNDAMENTERING

Mastefundament i ur.
Vertikal deformasjon i forhold til oppløftskraft.

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
36

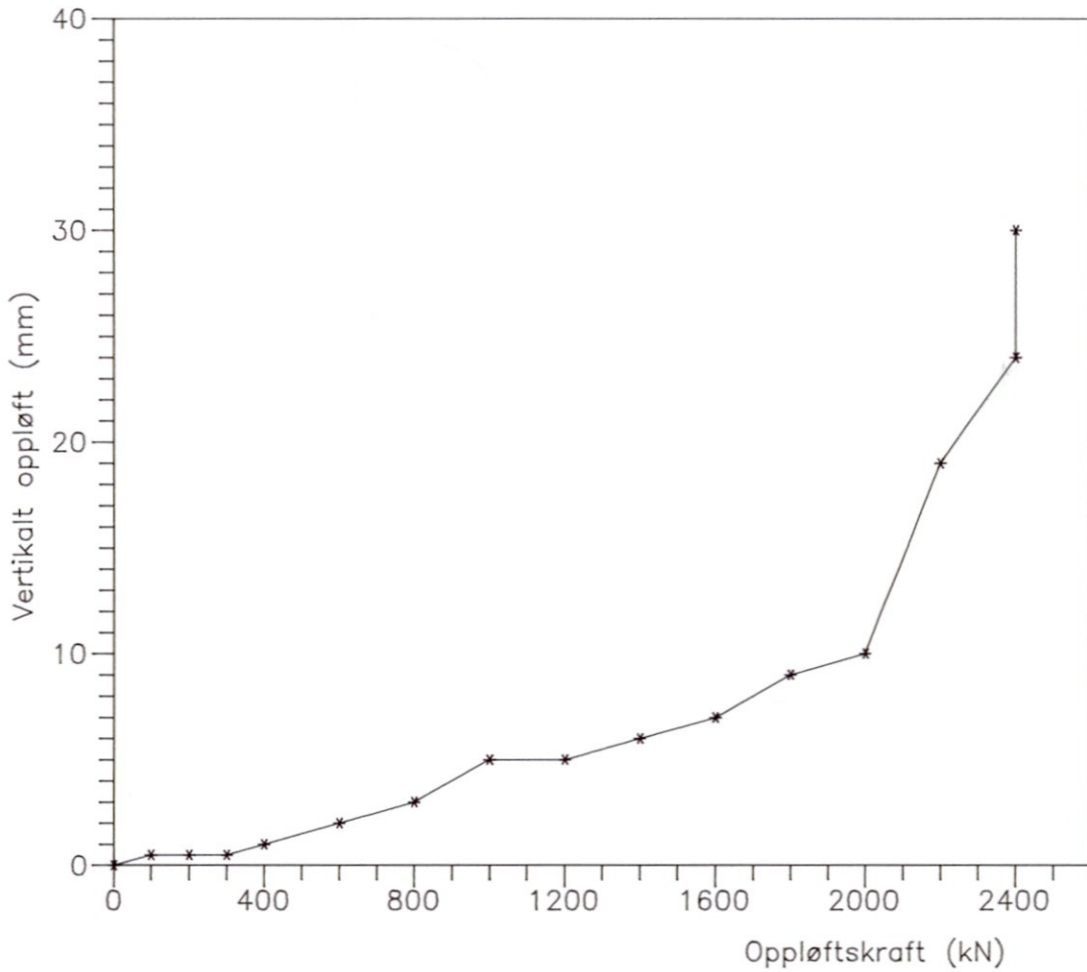
Tegner
SN1

Dato
92-12-12

Kontroller
[Signature]

Godkjent
[Signature]





PELEFUNDAMENTERING | BRATT TERRENG

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
37

Mastefundament i ur, Urdalen.
Vertikal deformasjon.

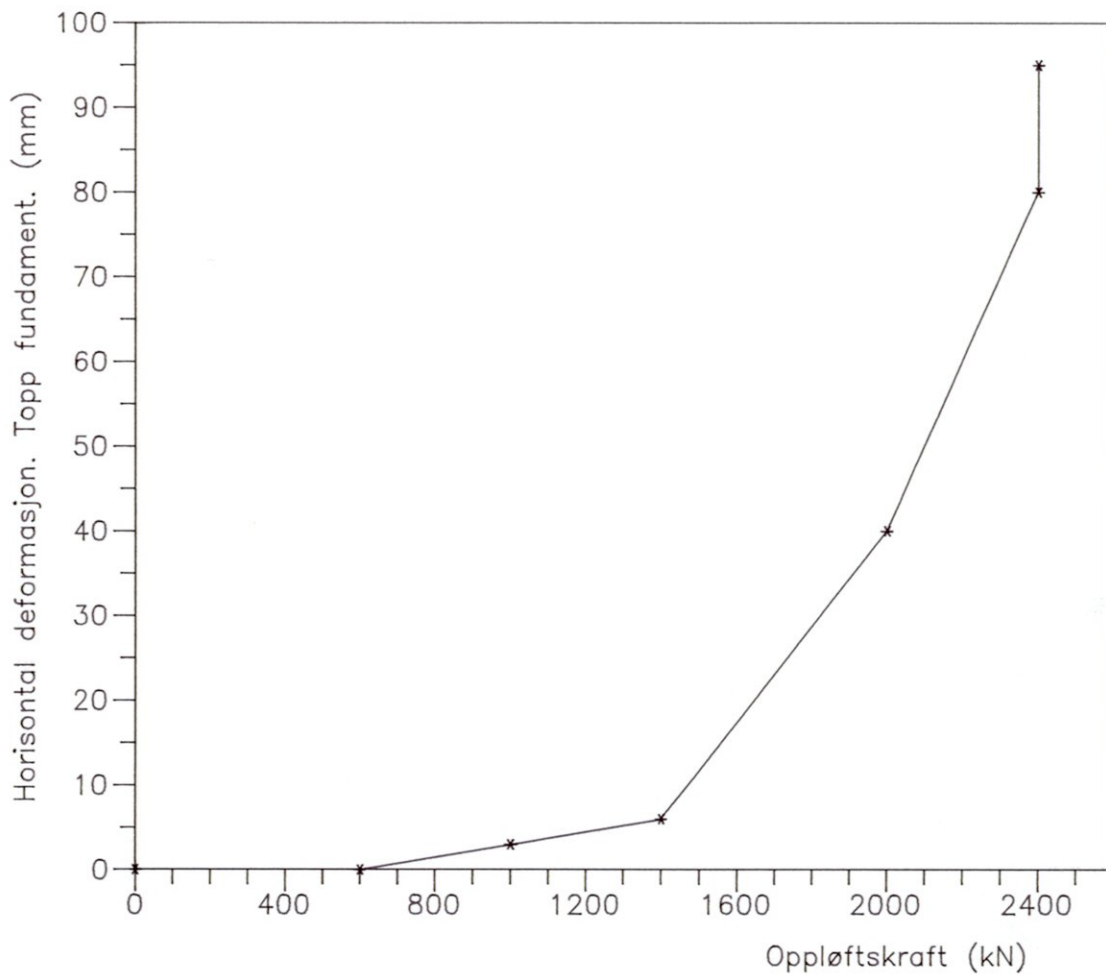
Tegner
SN/

Dato
92-12-12

Kontrollert

Godkjent
M





PELEFUNDAMENTERING

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
38

Mastefundament i ur, Urdalen.
Horizontal deformasjon i forhold til vertikal oppløftskraft.
Konstant horisontalkraft = 80 kN

Tegner

SN1

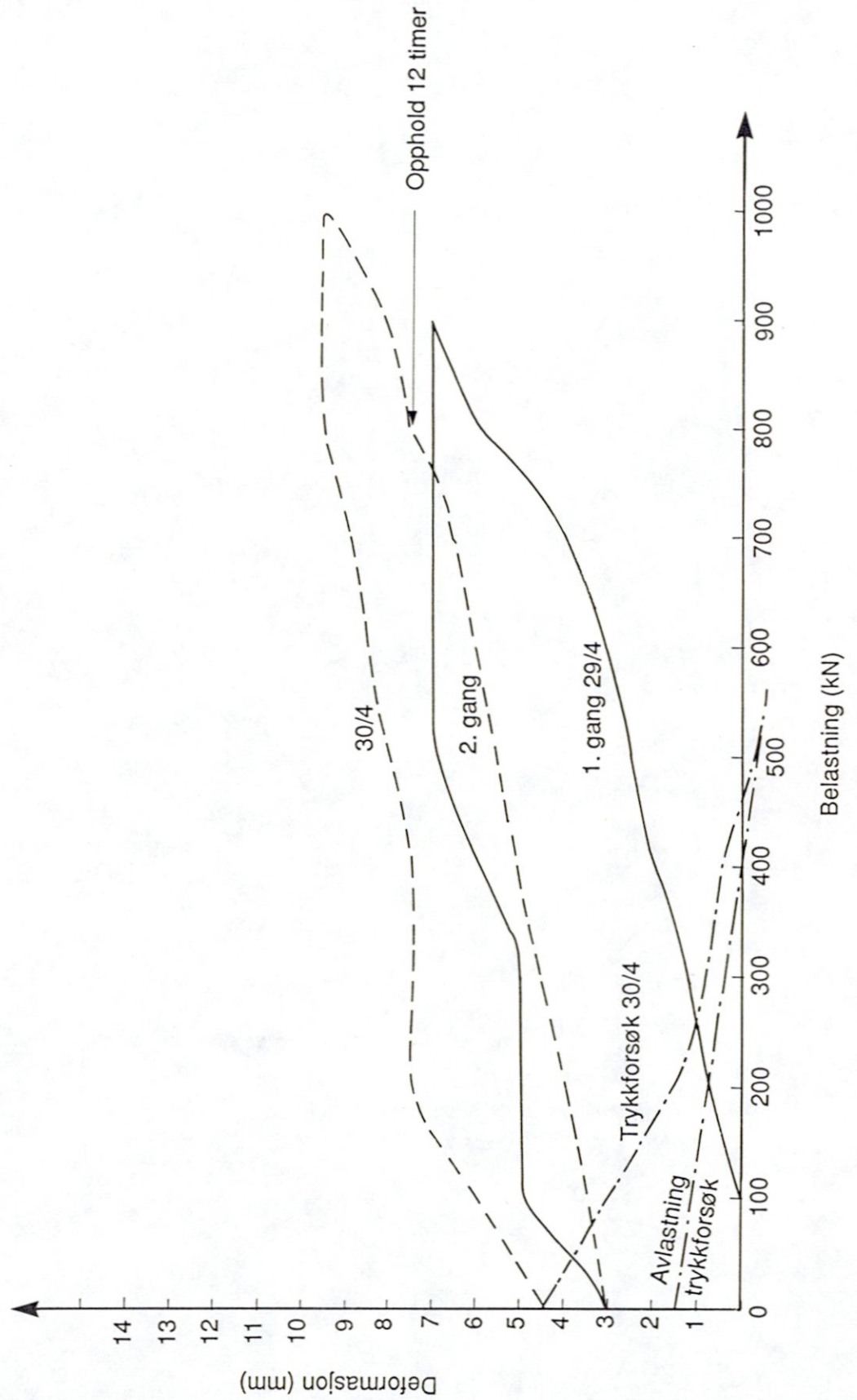
Dato
93-01-28

Kontrollert

Godkjent

td





PELEFUNDAMENTERING

Mastefundament i horisontal ur.
 Opptrekks- og trykkforsøk kombinert med horisontal last.

Rapport nr.
522566-3

Figur nr.
39

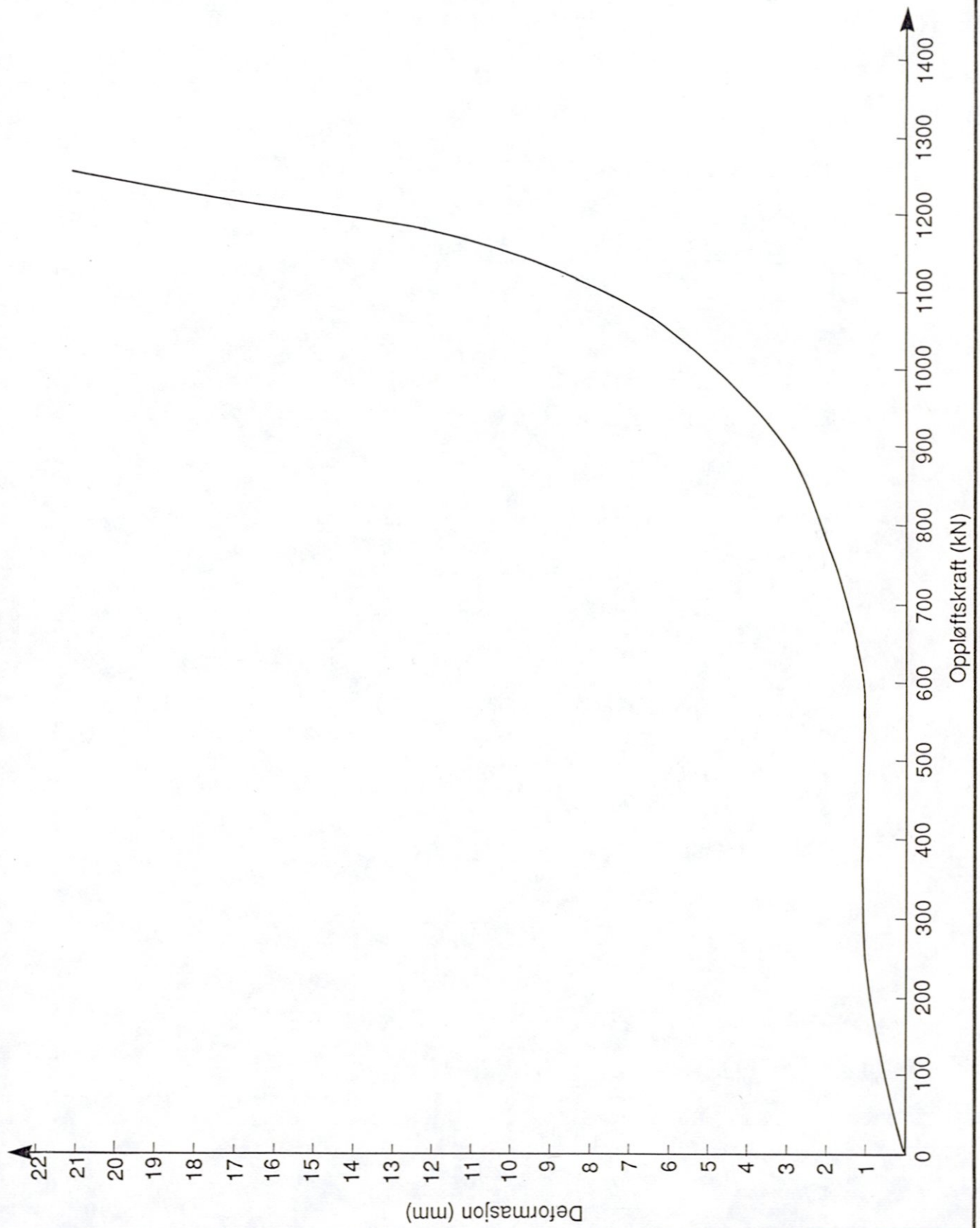
Tegner
SMI

Dato
92-12-12

Kontrollert

Godkjent
[Signature]

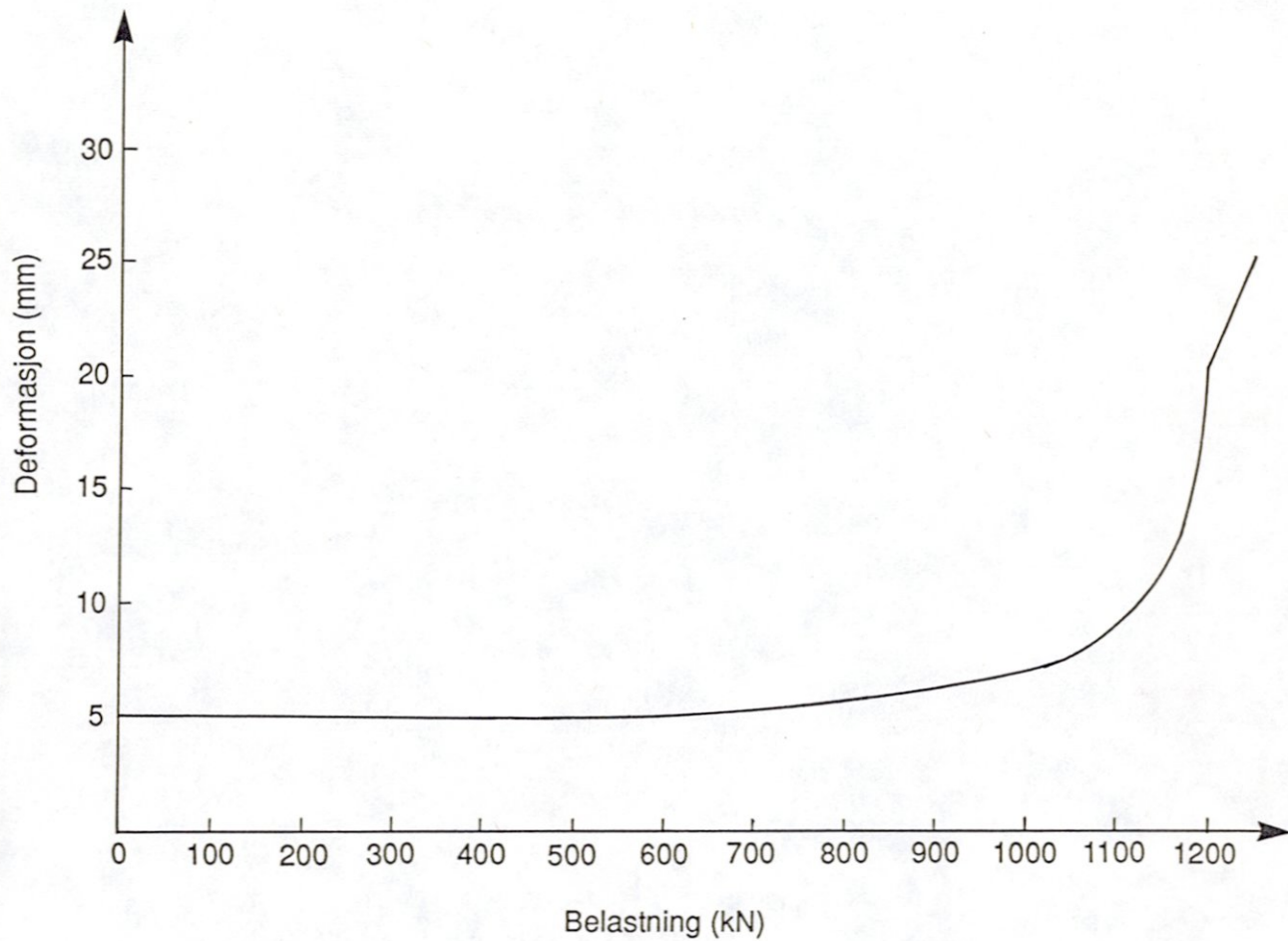




PELEFUNDAMENTERING

Mastefundament i horisontalt ur.
 Opptrekksforsøk til brudd.
 Vertikal deformasjon.

Rapport nr. 522566-3	Figur nr. 40
Tegner SM	Dato 92-12-12
Kontrollert	
Godkjent al	



PELEFUNDAMENTERING

Mastefundament i ur.
 Horisontal deformasjon under vertikalt oppløft.
 Horizontal kraft = 100 kN.

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
41

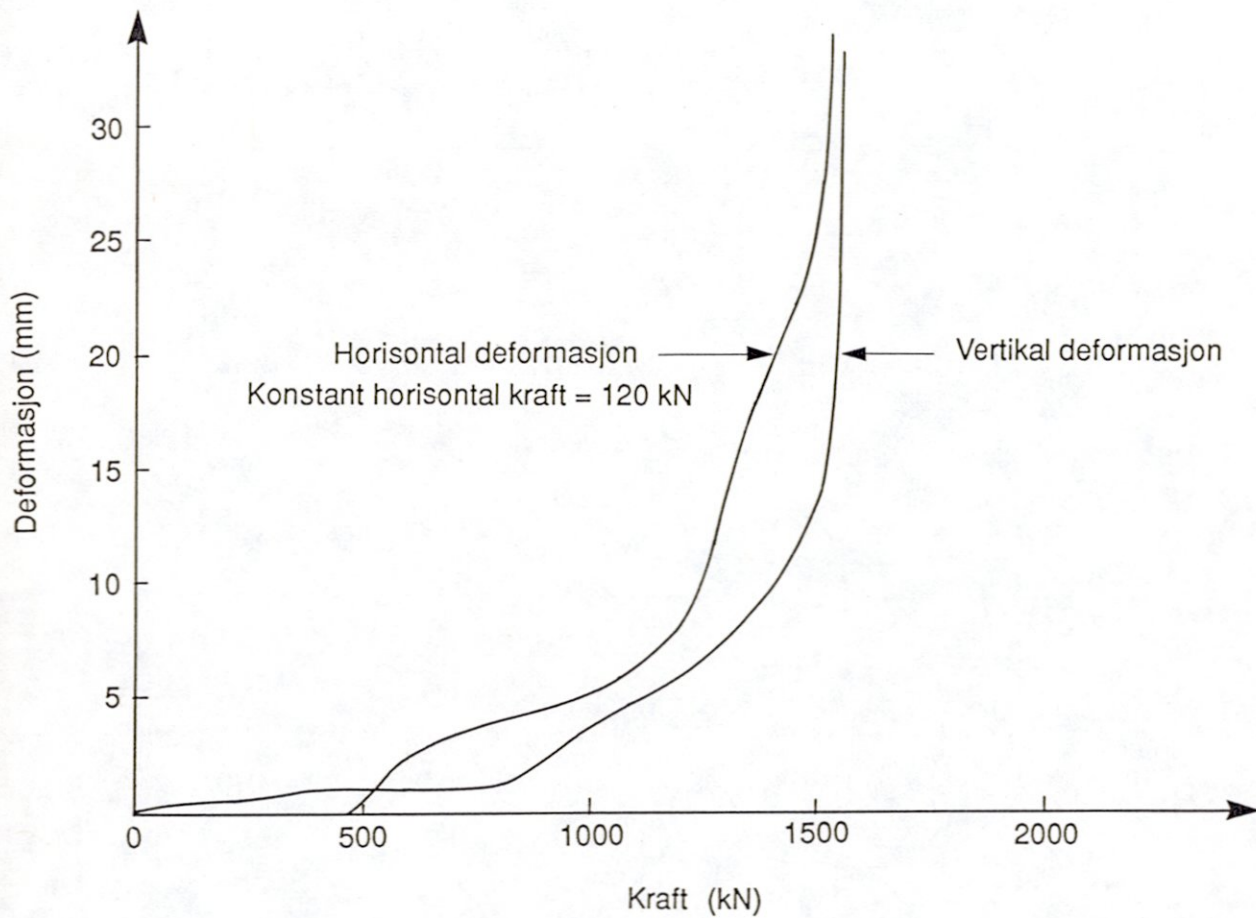
Tegner
SN

Dato
92-12-12

Kontrollert

Godkjent
al





PELEFUNDAMENTERING

Mastefundament I i grus / sand.
(Stabbehøyde = 2 m).

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
42

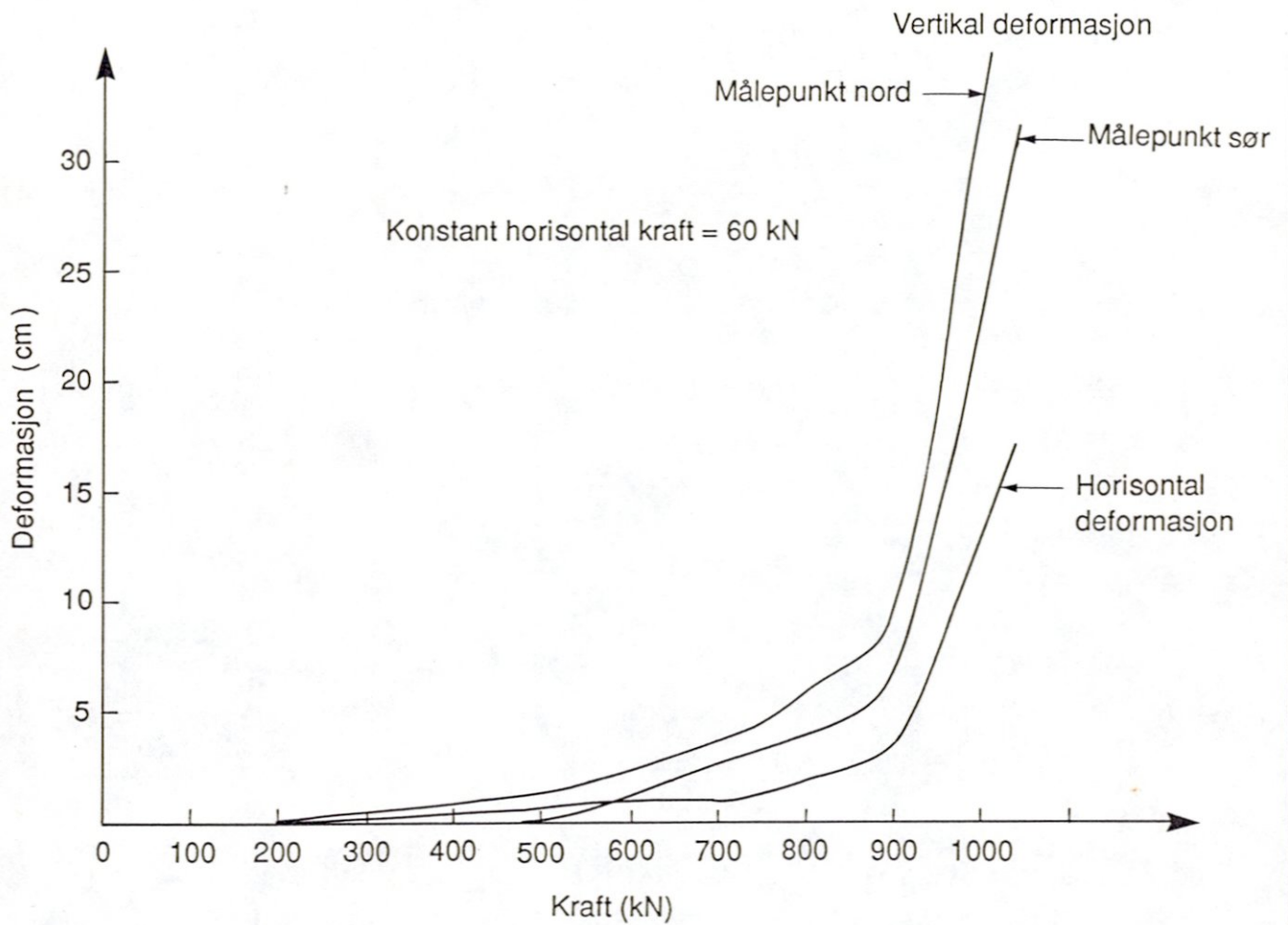
Tegner
SN

Dato
92-11-28

Kontrollert

Godkjent
W





PELEFUNDAMENTERING

Mastefundament II i grus / sand.
(Lav stabbe uten fotplate).

Rapport nr.
584300-2

Figur nr.
43

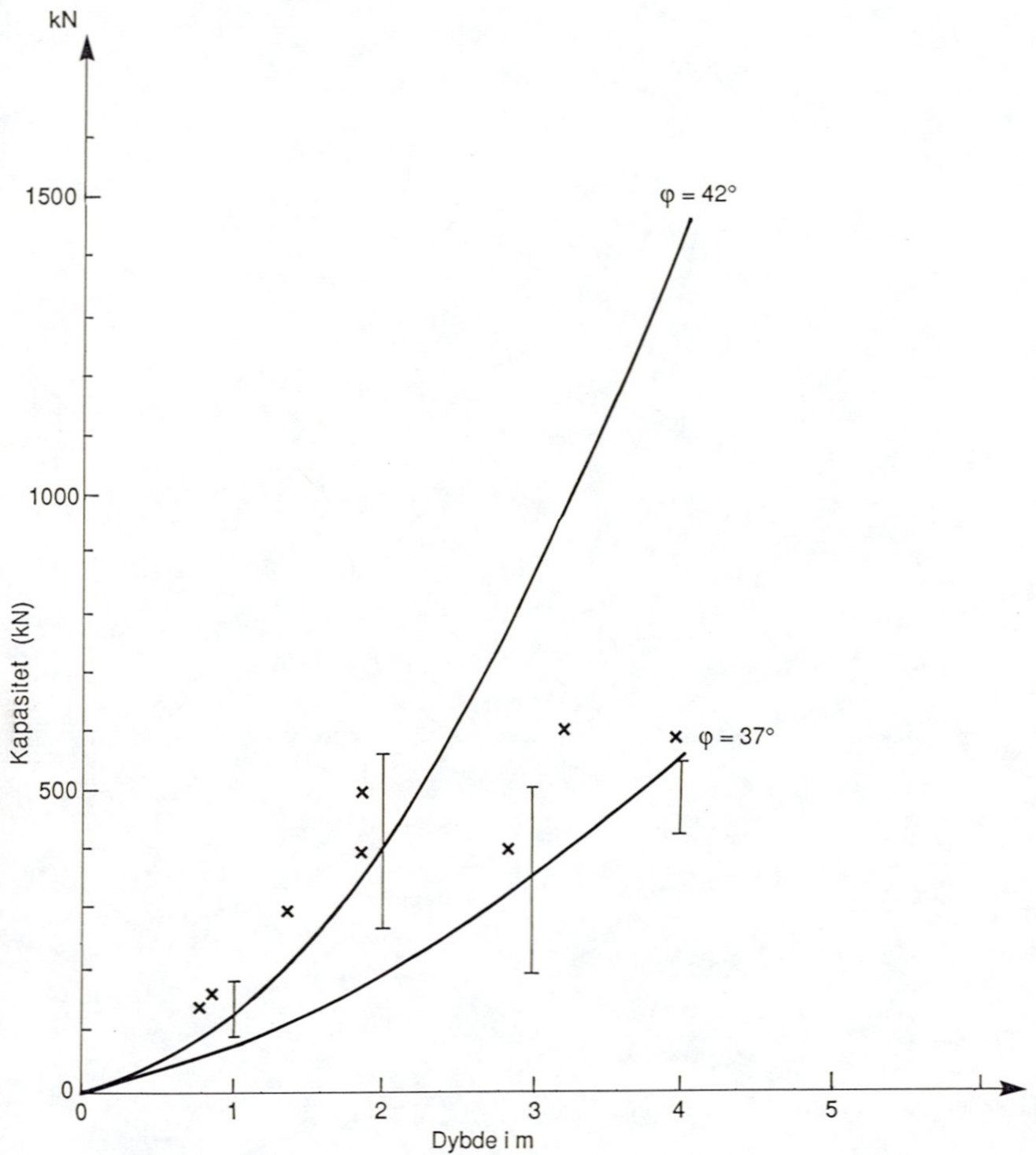
Tegner
SN1

Dato
92-11-28

Kontrollert

Godkjent





PELEFUNDAMENTERING

Beregnet kapasitet etter Fadl og Sutherland
for $\phi = 37^\circ$ og $\phi = 42^\circ$ i forhold til målte verdier.

- : aksialt trekk
- x : radielt trekk

Report No.
584300-2

Figure No.
44

Drawn by

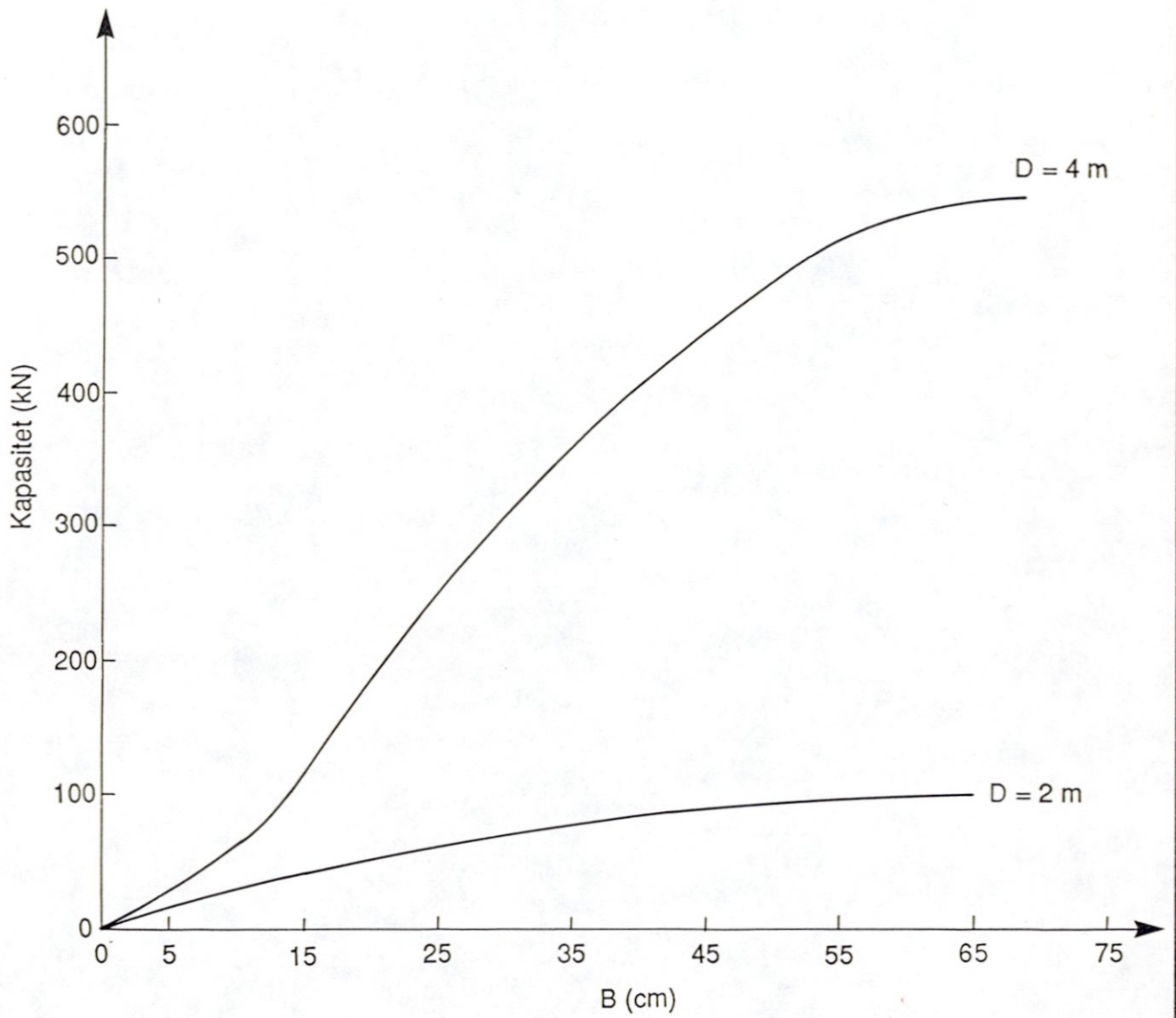
Date
92-12-28

Checked

Approved

[Signature]





PELEFUNDAMENTERING

Forholdet mellom diameter (B) på fotplate (betongklump) og kapasitet for $\phi = 37^\circ$, peledybde D = 2 m og 4 m.

Report No.
584300-2

Figure No.
45

Drawn by
SN/1

Date
92-12-28

Checked

Approved
fil



Dokumentkontrollside



Oppdragsgiver/Prosjekt				<input type="radio"/> NS-ISO 9001 <input checked="" type="radio"/> NS-ISO 9002 <input type="radio"/> NS-ISO 9003 <input type="radio"/> Egen kontroll Sign. <i>M</i>			
Kontraktnr.							
NGIs prosjektnr. 584300							
Dokumenttittel				Dokument nr.			
Pelefundamentering av kraftmaster og snøskredforbygninger i skrått terreng				584300-2			
Utarbeidet av				Dato			
Karstein Lied				1993-02-03			
Skal kontrolleres av:	Kontrolltype	Dokument		Revisjon 1		Revisjon 2	
		Godkjent		Godkjent		Godkjent	
		Dato	Sign.	Dato	Sign.	Dato	Sign.
Sign. <i>ll</i>							
RAL	Helhetsvurdering*	12/2-92	<i>RAL</i>				
RAL	Språk	12/2-93	<i>RAL</i>				
RAL	Logisk	12/2-93	<i>RAL</i>				
RAL	Teknisk - skjønn - total - tverrfaglig	12/2-93	<i>RAL</i>				
WUT	Utforming	12.2.93	<i>WUT</i>				
KL	Slutt	12.2.93	<i>ll</i>				
JGS	Kopiering	15/2-93	<i>J.S.</i>				
Kommentarer:							
Dokument godkjent for utsendelse				Dato	Sign. <i>ll</i>		

* Gjennomlesning av hele rapporten og skjønsmessig vurdering av innhold og presentasjonsform

Rapportnummer / Report No. 584300-2							
Rapporttittel / Report title Pelefundamentering av kraftmaster og snøskredforbygninger i skrått terreng Oppdragsgiver / Client Prosjektleder / Project Manager Karstein Lied Utarbeidet av / Prepared by Karstein Lied	Distribusjon / Distribution						
	<table border="1"> <tr> <td></td> <td>Fri Unlimited</td> </tr> <tr> <td>x</td> <td>Begrenset Limited</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Ingen None</td> </tr> </table>		Fri Unlimited	x	Begrenset Limited		Ingen None
		Fri Unlimited					
x	Begrenset Limited						
	Ingen None						
Dato / Date 1993-02-03 Revisjon / Revision Sider / Pages							
Emneord / Keywords Pile foundation, tower, snow avalanche, protection							
Geografiske opplysninger / Geographical information							
Landområder / Onshore Land, fylke / Country, County Kommune / Municipality Sted / Location Kartblad / Map UTM-koordinater / UTM-coordinates	Havområder / Offshore Havområde / Offshore area Feltnavn / Field name Sted / Location Felt, blokknr. / Field, Block No.						