

Intern rapport nr. 1334

**Super spenn rør Dovre,
observasjoner av jordtrykk,
stålspenninger, deformasjoner
og temperatur**

Juli 1987

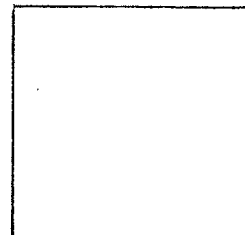
Veglaboratoriet

Intern rapport

nr. 1334

Gruppe: C

SUPER SPENN RØR DOVRE,
OBSERVASJONER AV JORDTRYKK,
STÅLSPENNINGER, DEFORMASJONER
OG TEMPERATUR



Vegdirektoratet
Veglaboratoriet

Gaustadalleen 25, Postboks 6390 Etterstad, Oslo 6 Tlf. (02) 63 99 00



Veglaboratoriets Interne rapporter omfatter utredninger, forskningsresultater, studiebesøk, forslag til retningslinjer, foredrag og kurskompendier.

Rapportene er delt i to grupper:

- B: For bruk innen Statens vegvesen
- C: For fri distribusjon

Innholdet eller deler av det må ikke publiseres videre uten tillatelse fra Veglaboratoriet.

prosjekt/oppdrag: P-338

seksjon: 47 - Geoteknisk

saksbehandler: Jan Vaslestad

/BM

dato: Juli 1987

111	A	Rapportstatus*) N	Seksjon/fylke 47	Prosjekt P-338	Gruppe: C	nr. 1334
-----	---	----------------------	---------------------	-------------------	--------------	----------

1	2	3	4	5	21	31	41	51	61	71
---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----

TITTEL	212	A	Super spenn rør Dovre, observasjoner av jordtrykk, stålspenninger, deformasjoner og temperatur.
--------	-----	---	---

SAKS-BEHANDLER	221	A	Navn Jan Vaslestad	Institusjon Veglaboratoriet
	B			
	C			

RAPPORT DATA	421	A	Rapporttype**) FoU	Dato juli 1987	Erstatter rapport nr:	
	B		Totalt sidetall 56		Språk Norsk	
	C		Antall fotos	Ant. figurer	Ant. tabeller	Ant. litt.henv. 40
	D		Sammendrag i andre språk			

SAMMENDRAG	511	A	<p>Rapporten omhandler instrumentering av en super-spenn konstruksjon som ble bygd som en gjennomføring for ny E6 utenfor Dovre sentrum. Super-spenn konstruksjonen er en liggende ellipse med spenn 10,78 m og høyde 7,13 m.</p> <p>Instrumenteringen omfattet måling av jordtrykk med Gløtzl-celler, måling av moment- og trykkspenninger i stålhelvet med streklapper, temperaturmålinger i omfyllingsmassene og måling av deformasjoner i stålhelvet.</p> <p>Målinger ble foretatt både i byggefasen og over tid etter ferdigstillelse. Dataene fra målingene er sammenlignet med tidligere instrumenterte konstruksjoner.</p> <p>Det ble registrert en betydelig omlagring av jordtrykk over tid. Jordtrykket på sidene av konstruksjonen viste en økning over tid. Det ble registrert en betydelig hvelvvirkning (arching-effekt) over røret, hvor vertikaltrykket 0,3 m over rørtaket ble registrert til 30 % av overlageringstrykket. Arching-effekten ser ikke ut til å avta med tiden. Jordtrykkene på nedre del av røret er relativt små, og forandrer seg lite med tiden. Deformasjonene under tilbakefylling var hele tiden under 1 % av høyden i vertikalretningen, og under 0,5 % av spennet i horisontalretningen.</p> <p>Det ble målt trykkspenninger i stålhelvet etter ferdig oppfylling på ca. 60 N/mm². Etter 6 måneder økte de maksimale trykkspenningene med 50 % til 90 N/mm². Stålet har en flytespenning på 235 N/mm².</p> <p>De maksimale momentspenninger ble målt på toppen av røret under tilbakefylling og var på 77 N/mm².</p> <p>De målte trykkrefter er sammenlignet med beregnede verdier fra 6 ulike beregningsmetoder. 3 av beregningsmetodene ga rimelig overensstemmelse med maksimal trykkraft etter ferdig oppfylling.</p> <p>Disse metodene gir altfor lave trykkrefter når en tar hensyn til økning av trykkrefter over tid. Det var kun Duncan's "Soil-Culvert Interaction Method" som ga et resultat i overkant av maksimal målt trykkraft over tid. Duncan's metode gir også beregnet moment, og dette var også konservativt i forhold til målt moment.</p> <p>Ingen av de andre metodene gir beregnet moment.</p> <p>De relativt store målte momenter tilsier at en må ta hensyn til disse ved dimensjonering av store stålrør.</p> <p>Det ble foretatt belastningsforsøk på røret med fyllingshøyde 1,5 m over topp rør. En 22 t hullaster ga relativt små spenninger i stålet i forhold til det som ble introdusert ved tilbakefylling. Deformasjonene under belastningsforsøket var ubetydelig.</p>	IRRD kode
------------	-----	---	---	-----------

FAG-OMR.	611	A	Geoteknikk	42
	B		Fundamentering	53.1
	C			

NØKKELOD	621	A	Kulvert	3360
	B		Stål	4542
	C		Deformasjon	5592
	D		Jordtrykk	5726
	E		Spenning (mekanisk)	5575
	F		Komprimering	3886
	G			
	H			

INNHold

1. Innledning
2. Beskrivelse av konstruksjon og utførelse
3. Instrumentering
 - 3.1 Generelt
 - 3.2 Deformasjoner
 - 3.2.1 Måleopplegg
 - 3.2.2 Observerte deformasjoner
 - 3.2.3 Sammenligning med tidligere observasjoner
 - 3.3 Jordtrykk
 - 3.3.1 Måleopplegg
 - 3.3.2 Observerte jordtrykk
 - 3.3.2.1 Jordtrykk rundt røret
 - 3.3.2.2 Jordtrykk over røret (hvelvvirkning)
 - 3.3.3 Sammenligning med tidligere observasjoner
 - 3.4 Spenninger i stålet
 - 3.4.1 Måleopplegg
 - 3.4.2 Observerte spenninger
 - 3.4.3 Sammenligning med tidligere observasjoner
4. Beregning av trykkrefter og moment etter eksisterende beregningsmetoder
 - 4.1 Beregningsmetoder.
 - 4.2 Sammenligning av målte og beregnede verdier
5. Spenninger i stålet fra trafikklast
6. Litteraturreferanser
 - Bilag 1: Kornfordelingskurver av masser rundt rør.
 - Bilag 2a: Bestemmelse av optimalt vanninnhold 0-16 mm grus.
 - Bilag 2b: Bestemmelse av optimalt vanninnhold 0-100 mm grus.

FIGURER:

- Fig. 1: Profil, plan og detaljtegninger rør.
- Fig. 2: Omfyllingsmasser.
- Fig. 3: Måling av deformasjoner under tilbakefylling.
- Fig. 4: Deformasjoner under tilbakefylling, snitt 1.
- Fig. 5: Deformasjoner under tilbakefylling, snitt 2.
- Fig. 6: Deformasjoner under tilbakefylling, snitt 3.
- Fig. 7: Deformasjoner under tilbakefylling, snitt 4.
- Fig. 8: Deformasjoner under tilbakefylling, snitt 5.
- Fig. 9: Sammenligning av vertikaldeformasjon med data fra en del prosjekter rapportert i ref. (18).
- Fig. 10: Sammenligning av horisontaldeformasjon med data fra en del prosjekter rapportert i ref. (18).
- Fig. 11: Plassering av jordtrykksceller og strekkklapper.
- Fig. 12: Jordtrykk og temperatur, celle 1.
- Fig. 13: Jordtrykk og temperatur, celle 2.
- Fig. 14: Jordtrykk og temperatur, celle 3.
- Fig. 15: Jordtrykk og temperatur, celle 4.
- Fig. 16: Jordtrykk og temperatur, celle 5.
- Fig. 17: Jordtrykk og temperatur, celle 6.
- Fig. 18: Jordtrykk og temperatur, celle 7.
- Fig. 19: Jordtrykk og temperatur, celle 8.
- Fig. 20: Jordtrykk mot konstruksjon.
- Fig. 21: Sammenligning mellom målt vertikaltrykk og beregnet vertikaltrykk.
- Fig. 22: Trykkrefter i stålet målt med strekkklapper.
- Fig. 23: Moment i stålet målt med strekkklapper.
- Fig. 24: Fyllingshøyde ved "trafikk-last" forsøk.
- Fig. 25: Plassering av hjullaster ved "trafikk-last" forsøk.

1. INNLEDNING

Super-spenn konstruksjoner (store korrugerte stålrør) har etter hvert fått økende anvendelse i vegbygging. I Norge har konstruksjonene vært brukt bl.a. som jernbanegjennomføring under E68 (Tolpinrud 1981), rasoverbygg (Veitastrand 1983) og gjennomføring for E6 (Dovre 1985).

I Nord-Amerika er det blitt bygd stålrør med største spenn opptil 18 m, og de fleste dimensjoneringsmetodene stammer også herfra (1)-(6). I bru-spesifikasjonene i USA og Canada, (7) og (8), er enkelte av disse dimensjoneringsmetodene innarbeidet.

Super-spenn konstruksjonene i Norge er dimensjonert av leverandøren av stålrørene, og disse har uten unntak brukt en metode som er utviklet ved Universitetet i Darmstadt i Tyskland (9).

De fleste av dimensjoneringsmetodene er empiriske, og en rekke konstruksjoner har blitt instrumentert for å verifisere resultatene fra de ulike dimensjoneringsmetodene, bl.a. (10)-(14) og (29)-(33).

Denne rapporten omhandler instrumentering av en super-spenn konstruksjon som ble bygd som en gjennomføring for ny E6 utenfor Dovre sentrum i 1985. Tverrsnittet var en liggende ellipse med største spenn 10,78 m og høyde 7,13 m. Pr. 1986 er dette Nordens største stålrør.

Resultatene fra instrumenteringen er sammenlignet med aktuelle dimensjoneringsmetoder.

Resultatene fra fullskalamålingene er også sett i sammenheng med tidligere fullskalamålinger av super-spenn konstruksjoner.

2. BESKRIVELSE AV KONSTRUKSJON OG UTFØRELSE

Ny E6 utenfor Dovre sentrum passerer gjennom Klokkerhaugen som er et viktig landskapsmessig element i Dovre og dessuten tjener som adkomst til Gudbrandsdalslågen og friareal. Det passerer også en lysløype over Klokkerhaugen.

For å bevare dette så nær opptil det opprinnelige som mulig, var det i dette tilfellet gunstig å bruke en buformet konstruksjon, som etter tilbakefylling ble beplantet og tilsådd.

Selve super-spenn konstruksjonen er en liggende ellipse med bredde 10,78 m og høyde 7,13 m. Bunnlengden på røret er 34,80 m, og lengden av topp rør er 24,80 m, som vist på lengdesnitt på fig. 1. Maksimal overfylling over topp av røret er 4,20 m.

Stålplatene har korrugering 200 x 55 mm og tykkelse 7 mm, og blir boltet sammen med 15 bolter pr. m. Boltene har diameter 20 mm og blir montert i hull med diameter 25 mm. Korrugeringen er vist på fig. 1.

Løsmassene i området består stort sett av relativt fast lagret finsand og silt over fast morene i ca. 8-9 m dybde. Klokkehaugen består av fast lagret silt.

Tilbakefyllingsmassene rundt røret består av 0-100 mm sams elvegrus.

Nærmest røret (ca. 50 cm) ble det brukt 0-16 mm grus.

1 m under bunn rør ble det lagt 80 mm styrofoam og tilbakefylt med 0-16 mm grus og ukomprimert sand i de øvre 200 mm. Fundamentet ble så preformet med en mal med samme diameter som bunnplatene.

En fullstendig beskrivelse av prosedyren for montering og tilbakefylling er gitt i intern rapport nr. 1259 fra Veglaboratoriet (17).

Tilbakefyllingsmassene ble lagt ut i lag med tykkelse 300 mm og komprimeringskravet var min. 97 %. Standard Proctor. Lagtykkelsen ble kontrollert med roterende laser, og komprimeringsgraden med isotopmåler.

Resultatet av komprimeringskontrollen viste at gjennomsnittet av 19 målinger på 0-100 mm elvegrus var 99 % Standard Proctor med et standardavvik 2,2. Isotopmåler gir noe usikker komprimeringsgrad på så grove masser, men den visuelle kontrollen var meget grundig og tilsier en komprimeringsgrad i denne størrelsesorden. De nærmeste 50 cm mot røret med 0-16 mm grus hadde en gjennomsnittlig komprimeringsgrad på 94 % Standard Proctor med standardavvik 2,9. Her ble det tatt 13 målinger. Den relativt lave komprimeringsgraden helt inntil røret, skyldes antagelig at det fleksible røret gir noe etter ved komprimering mot sidene, og også at det ble brukt lettere komprimeringsutstyr nærmest røret.

Som komprimeringsutstyr ble det benyttet 2 selvgående vibrovalser med vekt 1800-2000 kg, og 3 vibroplater med vekt opptil 200 kg. Bare vibroplatene ble benyttet nærmest røret.

Kontroll av korngraderingen på 0-100 mm grus viste 1,4 % materiale $<20\mu$ som et gjennomsnitt av 5 prøver. Standardavviket var 0,25. Gjennomsnittlig C_u var 54, med standardavvik 14,5.

Korngraderingen på 0-16 mm grus viste 1,8 % materiale $<20\mu$ i gjennomsnitt av 5 prøver med standardavvik 0,18. Gjennomsnittlig C_u var 31 med standardavvik 2,5.

Typiske kornfordelingskurver for 0-100 mm elvegrus og 0-16 mm grus er vist i bilag 1.

Proctorkurver for bestemmelse av optimalt vanninnhold og maks. tørr densitet for 0-100 mm grus og 0-16 mm grus er vist i bilag 2.

På øvre del av røret ble det montert trykkbjelker av betong som vist på tverrsnittet på fig. 2. Trykkbjelkene har en høyde på 1,3 m, og blir forskalet og støpt når tilbakefyllingen har nådd underkant av trykkbjelken.

Kontroll av betongen viste en gjennomsnittlig trykkfasthet av 4 prøver på 41,1 MPa med et standardavvik 1,5. Kravet til trykkfasthet var 35 MPa.

Trykkbjelkene gir en vertikal vegg som gjør det lett å oppnå en effektiv komprimering, og dermed lett å mobilisere en horisontal jordreaksjon i dette kritiske nivået.

Trykkbjelkene gir dessuten stor knekningsstivhet, og gir også en langsgående avstiving av røret som gjør at det oppnås homogen komprimering langs røret.

Over røret ble det først lagt ut ca. 50 cm 0-16 mm grus som ble lett komprimert uten vibrering. Over dette laget ble det lagt armert plastfolie mellom to lag fiberduk. Dette ble gjort for å hindre vann å nå ned til rørtaket.

Over en grundig instrumentert stålbue med spenn 15,5 m som ble bygd i Canada i 1976, ble det lagt ut plastfolie på en tilsvarende måte over røret. Dette ble gjort for å minske friksjonen mellom omfyllingsmassene og stålbuen, og derav oppnå større arching-effekt (hvelvvirkning). Røret ble overfylt med 13,4 m over topp-bue, og arching-effekten var en viktig dimensjoneringsparameter. Resultatene fra instrumenteringen av stålbuen er beskrevet i (11).

Videre over det øverste laget med fiberduk ble det lagt ut velgradert grus i lag på 300 mm, opp til 2 m over topp-rør.

Sonen med velgradert grus ble ført ut til ca. 6 m på hver side av røret.

Utenfor sonen med velgradert grus på sidene av røret og over røret, ble det tilbakefylt med silt som var tatt ut i skjæringa. Silten ble også lagt ut lagvis i 300 mm lag og komprimert.

Omfanget av de forskjellige soner med omfyllingsmasser er vist på fig. 2.

3. INSTRUMENTERING

3.1 Generelt

Instrumenteringsprogrammet bestod i måling av deformasjoner og spenninger i stålstrukturen. Spenningene i stålet ble målt ved hjelp av pålimte strekkklapper.

Videre ble det rundt røret montert jordtrykksceller for å måle jordtrykket mot røret. Det ble også montert to jordtrykksceller over røret for å registrere en eventuell hvelvsvirkning (arching-effekt).

Termisotorer ble montert ved jordtrykkscellene for å registrere temperatur.

En beskrivelse av den praktiske utførelsen av instrumenteringen er gitt i intern rapport nr. 1318.

Tidligere er det ved Veglaboratoriet foretatt en omfattende instrumentering av et flatbunnet rør med spenn 7,8 m som ble bygd på E68 ved Tolpinrud utenfor Hønefoss i 1981. Instrumenteringen omfattet måling av deformasjoner, jordtrykk og temperatur.

Resultatene fra instrumenteringen er beskrevet i intern rapport nr. 1155 fra Veglaboratoriet (15). Den praktiske utførelsen av selve instrumenteringen er gjengitt i intern rapport nr. 1158 (16).

3.2 Deformasjoner

3.2.1 Måleopplegg

I fig. 3 er vist prinsippet for måling av deformasjoner under tilbakefylling.

Etter at røret var ferdig montert, og før tilbakefyllingen startet opp, ble det klargjort for måling av deformasjoner i 5 snitt, som vist på fig. 3.

I hvert snitt ble det fra senterbolter i topp av hvelvet hengt en pianotråd med et lodd i enden, slik at loddet ble hengende noen få cm over topp av senterbolt i bunnen av røret. Ved hjelp av dette arrangementet kunne det enkelt registreres heving av rørtaket under tilbakefylling og komprimering opp til topp av rør, og nedpressing av rørtaket ved tilbakefylling over røret.

I tillegg ble det i hvert snitt også festet en pianotråd i en bolt i taket på røret under der hvor trykkbjelkene av betong skulle støpes. Pianotråden ble så festet til en bolt i bunnen av røret ca. 1 m til side for senterbolten, se fig. 3. Pianotråden ble så kuttet ca. 1,5 m nedenfra og en 10 cm lang spiralfjær ble satt inn. Ved hjelp av å måle bevegelsene i spiralfjæra var det enkelt å registrere en evt. innpressing av platene i toppen av røret. Spesielt under støping av trykkbjelkene av betong var det enkelt å registrere evt. deformasjoner.

I hvert snitt ble det også merket av en bolt på hver side av røret, for å måle forandringene i spennet under tilbakefylling. Disse forandringene i spennet ble registrert ved hjelp av målebånd.

3.2.2 Observerte deformasjoner

Deformasjonene ble målt etter utlegging og komprimering av hvert lag på 30 cm.

På figurene 4-8 er det vist registrerte deformasjoner i hvert snitt. Røret og den vertikale skalaen (fyllingshøyden) er tegnet i samme målestokk, slik at det hele tiden kan sees størrelsen på deformasjonene på de ulike nivåer av røret.

Referansenivået er bunn av rør. På figurene er det registrert lengdeendringer vertikalt og horisontalt.

På grunn av avlastningen terrenget fikk ved uttak av massene i skjæringen, vil grunnen under røret ikke få terrengsetninger ved oppfylling av masser rundt røret. De registrerte vertikale deformasjoner skyldes derfor kun deformasjoner i stålstrukturen.

Det ble ikke registrert merkbare deformasjoner før det var fylt opp ca. 2,1 m fra bunn av røret. Dette tilsvarer 7 lag.

På de neste 6 lag opp til midten av røret (ca. 3,6 m over bunn av rør), ble det registrert en vertikal lengdeendring på 12-16 mm. Den vertikale lengdeendringen var størst i snittene 1 og 2 (16 mm) og minst i snitt 5 (12 mm). Lengdeendringen er positiv, dvs. en heving av rørtaket.

Den horisontale lengdeendringen på samme nivå (ca. 3,6 m over bunn rør) varierte fra -15 til -20 mm og var størst i snitt 1. Lengdeendringen er negativ, dvs. en innpressing av rørveggene (reduksjon av spennet).

Opp til underkant av trykkbjelke (ca. 5,1 m over bunn av rør) økte den vertikale lengdeendringen til mellom 33 og 40 mm, og var størst i snitt 1. Den noe ujevne lengdeendring fra snitt til snitt skyldes trolig noe ujevn komprimering i lengderetningen og også noe avlesningsunøyaktighet.

På samme nivå var den totale horisontale lengdeendringen fra -30 til -33 mm.

På dette oppfyllingsnivået ble trykkbjelkene av betong forskallet og støpt. Tyngden av betong fra støping av trykkbjelkene forårsaket en vertikal lengdeendring fra 10-24 mm (oppadrettet), slik at den totale vertikale lengdeendringen nå er fra 43-64 mm. Den horisontale lengdeendring under støping av trykkbjelkene var bare 2-3 mm (økning av spennet).

Oppfylling og komprimering opp til overkant av trykkbjelke (ca. 6,3 m over bunn av rør) forårsaket en vertikal lengdeøkning i størrelsesorden 10 til 17 mm i snitt 3, 4 og 5, slik at total vertikal lengdeendring nå er fra 57 til 63 mm. (Snitt 1 og 2 viste ingen lengdeøkning i denne fasen).

Den vertikale lengdeendring (heving av rørtaket) har nå nådd sin maksimale verdi, og ytterligere oppfylling over topp av trykkbjelkene forårsaker en nedpressing av rørtaket (reduksjon av den vertikale lengdeendring).

Den horisontale lengdeendring når også tilnærmet sin maksimale verdi i de fleste snitt ved et tilbakefyllingsnivå ved topp av trykkbjelker, og er nå totalt fra -32 til -38 mm. En ytterligere oppfylling over dette nivået medfører en motsatt bevegelse i den horisontale lengdeendringen, dvs. at spennet øker (røret blir presset mot tilbakefyllingsmassene på siden av røret).

Det er ved ytterligere oppfylling fra dette nivået at det passive jordtrykket mobiliseres på sidene av røret og skaper den store lastkapasiteten et slikt rør har ved godt komprimerte masser ved siden av røret. De vertikale veggene på trykkbjelkene gjør at det blir lett å oppnå en god komprimering og derav god sidestøtte i dette nivået.

Under støping av trykkbjelkene var det også merkbare deformasjoner i stålplatene under trykkbjelkene. Det ble registrert en lengdeendring (forkortelse) av spiralfjærene på 10 til 15 mm. Det vil si at stålplatene naturlig nok ble presset inn under støping av trykkbjelkene. Ellers under tilbakefyllingen var deformasjonene i spiralfjærene så små at de ikke ble registrert.

Videre oppfylling over topp av trykkbjelker forårsaker en reduksjon i den vertikale lengdeendring (innpressing av rørtaket).

I endesnittene 1 og 5 ble det støpt endemurer av betong, med en høyde 0,6 m over rørtaket. Oppfylling fra topp av trykkbjelker til ca. 0,6 m over topp rør forårsaker en nedpressing av rørtaket på 4 mm i snitt 1 og 7 mm i snitt 5. Støping av endemurene forårsaker en ytterligere nedpressing av rørtaket på 17 mm i snitt 1 og 52 mm i snitt 5. Nedpressingen i snitt 5 synes noe høy og kan være avlesningsfeil.

I snitt 2 ble det fylt opp til 2,2 m over rørtaket, og dette forårsaker en nedpressing av rørtaket på 24 mm, slik at den totale vertikale lengdeendring i snitt 2 er 32 mm (oppressing).

I snitt 3 ble det fylt til 4,3 m over rørtaket. Når fyllingsnivået hadde nådd 2,2 m over rørtaket, var nedpressingen 39 mm. Det er meget interessant å merke seg at en ytterligere oppfylling til 4,3 m over rørtaket bare gir en nedpressing på 5 mm. Den totale vertikale lengdeendring i snitt 3 er nå 21 mm oppressing.

I snitt 4 ble det fylt til 2,9 m over rørtaket og nedpressingen var her 48 mm slik at total vertikal lengdeendring var 13 mm oppressing.

Tilsvarende ble det ved oppfylling over trykkbjelkene registrert en økning av spennet. I gjennomsnitt økte spennet med 12 mm ved oppfylling over rørtaket. Det er interessant å merke seg at i snittene 2 og 4 skjer det ingen ytterligere horisontal deformasjon etter at fyllingsnivået har nådd ca. 1 m over rørtaket. I snitt 3 skjer det ingen horisontal deformasjon etter at fyllingsnivået har nådd 1,8 m over rørtaket.

Denne effekten ble også observert under tilbakefyllingen av en stålbue med 15,5 m spenn som er beskrevet i (11).

Den totale horisontale deformasjon etter tilbakefylling varierte fra 21 til 30 mm i de forskjellige snitt.

3.2.3 Sammenligning med tidligere observasjoner

I regi av Federal Highway Administration i USA har det pågått et større forsknings- og utviklingsprosjekt kalt "Improved Structural Design and Construction Techniques for Culverts". Den første delen av dette prosjektet er oppsummert i (5).

Den andre delen av dette prosjektet omfattet bl.a. innsamling og systematisering av data for en del instrumenterte super-spenn konstruksjoner (18).

Disse dataene omfattet også måling av deformasjoner under tilbakefylling.

I fig. 9 er det vist hvordan den vertikale deformasjonen varierer med fyllingshøyden for 7 ulike super-spenn konstruksjoner. Resultatene fra Dovre er lagt inn på figuren.

Diagrammet er gjort dimensjonsløst ved at fyllingshøyden (med referanse bunn rør eller fundament ved buekonstruksjoner) er dividert på høyden av røret. Den vertikale deformasjonen er gjort dimensjonsløs ved at den er dividert på rørhøyden, og en får dermed den vertikale deformasjon (høydevariasjon) i % av rørhøyden.

Ved å sammenligne kurvene i fig. 9 sees følgende generelle tendens: Når fyllingshøyden har nådd toppen av røret (fyllingshøyde/rørhøyde = 1,0), har kurvene også sitt toppunkt. Det vil si at deformasjonen skifter fra oppadrettet til nedadrettet bevegelse. Det er interessant å se at ingen av konstruksjonene har en nedadrettet deformasjon som er større enn den oppadrettede, dvs. at netto bevegelse av topp rør er oppadrettet, noe som gir en slags forspenning til å motstå vertikal belastning.

Det er meget interessant å se at de to horisontale ellipsene (Zimmer Power Plant og Dovre) har brattere helning på den nedadrettede delen av kurven enn buekonstruksjonene (Bucks County, Penrose, Stenner Creek, James Bay).

Dette er konsistent med analytiske studier (34) hvor det er antatt at de nærmest vertikale sideveggene på bue-konstruksjonene gir et større areal for å mobilisere passivt jordtrykk enn for de horisontale ellipsene.

Det sees av fig. 9 at deformasjonskurven på Dovre flater ut når forholdet mellom fyllingshøyde og rørhøyde har nådd ca. 1,4. Dette kan skyldes de meget gode tilbakefyllingsmassene og den relativt store sonen med disse.

I fig. 10 er det vist hvordan den horisontale deformasjonen varierer med fyllingshøyden. Når fyllingshøyden nærmer seg toppen av røret, er den generelle tendensen at breddevariasjonen fra å være innadrettet snur til å være utadrettet. Det passive jordtrykket som mobiliseres ved utadrettet deformasjon gjør at denne deformasjonen blir svært liten.

Det kan sees at deformasjonskurven for Dovre flater ut ved et forhold mellom fyllingshøyde og rørhøyde lik 1,2. Dette skyldes sannsynligvis de samme effekter som nevnt under vertikal deformasjon, dvs. blant annet en stor sone med meget gode tilbakefyllingsmasser.

Parameterstudier utført av Katona (34) med Finite-Element programmet CANDE (28) viser at kvaliteten på tilbakefyllingsmassene påvirker størrelsen på deformasjonene i betydelig grad, ved at dårlige tilbakefyllingsmasser gir betydelig større deformasjoner enn gode tilbakefyllingsmasser.

3.3 Jordtrykk

3.3.1 Måleopplegg

Jordtrykk ble målt ved hjelp av hydrauliske jordtrykks-celler av typen "Gløtzl". Prinsippet for disse jordtrykkscellene er beskrevet i (19). Gløtzl-cellene er av størrelse 30 x 40 x 0,5 cm.

Jordtrykkscellenes plassering er vist på fig. 11. Det ble brukt i alt 8 jordtrykksceller.

Celle nr. 1 ble lagt løst i sanden under bunnplatene. Celle nr. 2, 3, 5 og 6 ble montert fast på stålrøret ved hjelp av braketter med samme krumning og fasong som røret. Celle nr. 4 ble montert fast på trykkbjelken av betong. Disse 6 cellene ble brukt til å måle jordtrykket rundt stålrøret.

Celle nr. 7 og 8 ble plassert henholdsvis 0,30 m og 1,5 m over toppen av røret for å måle evt. hvelvvirkning (arching-effekt).

Ved enkelte av jordtrykkscellene er det også lagt inn termisotorer for å gi data om frostforholdene og evt. innvirkning av temperaturen på jordtrykket.

3.3.2 Observerte jordtrykk

3.3.2.1 Jordtrykk rundt røret

På figurene 12-19 er vist det målte jordtrykkets utvikling med tiden.

Temperaturvariasjonene er vist øverst på figurene.

For direkte sammenligning av målt jordtrykk med virkelig vertikalt jordtrykk, er det nederst i hvert diagram tegnet opp tyngden av oppfyllingsmassene (overlagringstrykket) over hver enkelt jordtrykkscelle.

Dette gjelder alle jordtrykkscellene unntatt celle nr. 1, som er plassert under røret. Her er det regnet med tyngde av massene over røret, inkludert tyngde av selve røret.

For celle nr. 2 er det regnet med overlagringstrykket rett ut for cella.

For jordtrykkscelle nr. 1 (fig. 12) er det registrert jordtrykk etter ferdig oppfylling på 20-25 kN/m².

Jordtrykket i celle 1 øker noe med tiden.

Denne jordtrykkscella ble plassert i sanden under røret.

For jordtrykkscelle nr. 2 (fig. 13) er det registrert forbausende små jordtrykk, ca. 27 kN/m² ved ferdig oppfylling, mens vertikalt jordtrykk her er 215 kN/m². Tilsvarende observasjoner ble gjort på Tolpinrud (15), hvor jordtrykkscellene plassert i denne posisjonen i nedre del av røret, fikk relativt små jordtrykk. Dette kan skyldes at det er vanskelig å komprimere massene skikkelig i denne sonen, og derav få mobilisert jordtrykk.

Jordtrykket i celle nr. 2 avtar noe fra ferdig oppfylling i september 1985 til desember 1985, for så å øke igjen i april 1986.

Denne jordtrykkscella, i tillegg til cellene 2, 3, 5 og 6 er montert fast på røret ved hjelp av spesiallagede braketter med samme korrugering og krumning som røret.

For jordtrykkscelle nr. 3 (fig. 14) er det registrert relativt store jordtrykk. Denne cella sitter på spissen av ellipsen, og her er det lett å oppnå god komprimering. Jordtrykkscelle nr. 6 (fig. 17) har tilsvarende plassering på andre siden av røret.

Ved ferdig oppfylling i september 1985, har celle nr. 3 og 6 et jordtrykk på ca. 150 kN/m².

Det vertikale overlagingstrykket ved ferdig oppfylling er 140 kN/m^2 , slik at den horisontale jordtrykkskoeffisienten på sidene av røret er 1,07.

Fram mot desember 1985 avtar jordtrykkene betraktelig, ned mot 100 kN/m^2 for celle nr. 3 og ned mot 70 kN/m^2 for celle nr. 6. Mot april 1986 øker jordtrykket betraktelig i celle nr. 3 helt opp mot 175 kN/m^2 , som tilsvarer en horisontal jordtrykkskoeffisient lik 1,25.

I celle nr. 6 øker jordtrykket opp mot 140 kN/m^2 i april 1986.

Celle nr. 4 (fig. 15) er plassert på trykksbjelken av betong, og registrerer horisontalt jordtrykk mot denne. Jordtrykkscella ble lagt i forskalingen før støping, slik at jordtrykkscella er støpt inn i trykksbjelken.

Ved ferdig oppfylling ble det registrert et horisontalt jordtrykk på 155 kN/m^2 . Det vertikale overlagingstrykket var 100 kN/m^2 , slik at den horisontale jordtrykkskoeffisienten var 1,55 ved ferdig oppfylling. Fram mot desember 1985 avtok jordtrykket til 110 kN/m^2 , for så å stige igjen til 140 kN/m^2 i april 1986.

Det har vært mye diskusjon om berettigelsen av trykksbjelkene. Disse målingene viser at trykksbjelkene gir en meget god sidestøtte for røret, i et parti hvor det ville vært meget vanskelig å oppnå en god komprimering uten trykksbjelkene.

På Tolpinrud (15) ble jordtrykkscellene ved trykksbjelkene plassert løst i omfyllingsmassene ca. 0,5 m utenfor trykksbjelken. Her ble det horisontale jordtrykket målt til bare ca. 20 kN/m^2 på to jordtrykksceller. Disse cellene ble gravd ned i groper i ferdig komprimert omfyllingsmasse.

Den gode effekten av langsgående trykksbjelker av betong blir også påpekt i (38). Her nevnes det også at staten California sparte omkring \$1.000.000 ved bruk av 7 super-spenn konstruksjoner med langsgående trykksbjelker, som alternativ til mindre bruer.

Celle nr. 5 (fig. 16) er plassert på toppen av røret. Registrert vertikalt jordtrykk ved ferdig oppfylling var i underkant av 50 kN/m^2 . Det vertikale overlagingstrykket var 70 kN/m^2 . Jordtrykket her avtok også mot desember 1985, ned til 30 kN/m^2 , for så å øke til i overkant av 50 kN/m^2 i april 1986.

Jordtrykket rundt røret fra cellene 1-6 er vist i fig. 20. Det er tegnet inn jordtrykk fra september 1985, desember 1985 og april 1986.

Jordtrykksdiagrammet viser at det er relativt små jordtrykk mot nedre del av røret, mens det er relativt store jordtrykk mot sidene av røret. På toppen av røret er jordtrykket noe i underkant av overlagingstrykket.

3.3.2.2 Jordtrykk over røret (hvelvvirkning)

For å registrere en evt. hvelvvirkning (arching-effekt) ble det i omfyllingsmassene over røret, plassert to jordtrykksceller. Celle nr. 7 (fig. 18) ble plassert 30 cm over topp rør. Celle nr. 8 (fig. 19) ble plassert 1,5 m over topp rør.

Hvelvvirkningen er nærmere beskrevet i (17), (20) og (21). I (11) er beskrevet instrumenteringen av en bue av stål for å registrere hvelvvirkningen.

På fig. 18 er det vist det målte vertikale jordtrykket på celle 7. Ved ferdig oppfylling₂ er jordtrykket 25 kN/m^2 . Overlagringstrykket er 86 kN/m^2 , slik at det målte jordtrykket er 30 % av overlagringstrykket.

På fig. 19 er det vist det målte vertikale jordtrykket på celle 8, cirka 45 kN/m^2 ved ferdig oppfylling. Overlagringstrykket er her 54 kN/m^2 .

I fig. 21 er det målte jordtrykket i celle nr. 7 og 8, sammenlignet med overlagringstrykket. Det kan sees tydelig at det har skjedd en positiv hvelvvirkning (jordtrykket er mindre enn overlagringstrykket).

Det er åpenbart at det har skjedd en spenningsomlagring hvor en del av tyngden av massene over røret blir overført til massene ved siden av røret. Det relativt store målte jordtrykket på sidene av røret, gir en god indikasjon på dette.

Ved instrumentering av stålbuen som er beskrevet i (11), ble det plassert jordtrykksceller som målte vertikalt jordtrykk i en avstand opptil 21 m fra stålbuen. Disse cellene registrerte en økning av vertikalt jordtrykk i forhold til overlagringstrykket på opptil 20 %. Dette sier noe om spenningsomlagringen som skjer i jorda når hvelvvirkningen blir mobilisert.

I (10) ble det registrert over en fordobling av det vertikale jordtrykket på en celle som ble plassert 0,6 m fra siden av en stålbue.

Det er meget viktig å merke seg at en positiv hvelvvirkning over taket på stålrøret, fører til en økning av jordtrykket på siden av røret.

Denne effekten må det tas hensyn til ved dimensjonering av stålrør.

Enkelte dimensjoneringsmetoder har bare tatt hensyn til reduksjonen av jordtrykk over røret, og ikke tatt hensyn til økning av jordtrykket på siden av røret.

I (11) ble hvelvvirkningen kun registrert 12 dager etter ferdig oppfylling, og det ble etterlyst langtidsmålinger av hvelvvirkningen. Dette blir gjort på Dovre og blir behandlet i en senere rapport.

I "Theoretical Soil Mechanics" (21) forklarer Terzaghi arching-effekten på denne måten:

"Hvis en ettergivende konstruksjon under et jordlegeme gir etter (f.eks. et fleksibelt rør), vil jorda som ligger over den ettergivende konstruksjonen komme ut av sin opprinnelige stilling. Dette gir opphav til skjærspenninger i kontaktsonen mellom den ettergivende delen av jordmasser og de jordmassene som ligger i ro. Siden skjærspenningene vil forsøke å holde den ettergivende jorda i sin opprinnelige posisjon, vil dette føre til at jordtrykket på den ettergivende konstruksjonen vil minske, og at jordtrykket vil øke i de massene som ligger i ro. Denne refordelingen av jordtrykk fra et jordlegeme i bevegelse til de omkringliggende jordmasser, blir kalt arching-effekten, pga. at jorda danner et slags hvelv (arch) over den ettergivende konstruksjonen".

I følge Terzaghi's definisjon av hvelv-virkning, er det åpenbart at den består av to deler:

- 1) En reduksjon av jordtrykket over den ettergivende konstruksjonen og
- 2) økning av jordtrykket i de omkringliggende jordmasser.

Denne teorien blir bekreftet av jordtrykksmålingene på Dovre, ved at jordtrykket like over det fleksible røret er bare ca. 30 % av overlagingstrykket, mens det målte horisontaltrykket på sidene av det fleksible røret overstiger vertikaltrykket (overlagingstrykket).

Terzaghi påstår også at siden arching-effekten oppstår pga. skjærspenninger i jorda, er den like permanent som noen annen spenningstilstand som oppstår pga. skjærspenninger, f.eks. spenningstilstanden under et fundament. Men Terzaghi påpeker også at enhver utvendig påvirkning som fører til bevegelser i konstruksjonen, vil redusere arching-effekten. Den mest vanlig utvendige påvirkning som reduserer arching-effekten er vibrasjoner forårsaket av dynamiske laster, f.eks. trafikklast.

Høeg (35) fant ut at sidetrykket på tynne rør nedgravd i sand økte med økende fleksibilitet (mindre stivhet) på røret. Han viste også at vertikaltrykket på toppen av tynne metallrør i sand minket til en verdi mindre enn overlagingstrykket ved økende fleksibilitet av røret.

Imidlertid må en være oppmerksom på at in-situ massene ved sidene av røret kan få setninger, noe som kan føre til negativ arching, dvs. at jordtrykket over røret blir større enn overlagingstrykket. Som ledd i et større forskningsprogram i California (37), ble to stålrør med tykkelse 9 mm og diameter 2,7 m lagt under en fylling med høyde 46 m høyde, og grundig instrumentert.

Jordtrykksmålingen på toppen av stålrørene viste et jordtrykk mindre enn overlagingstrykket ved ferdig oppfylling, men dette jordtrykket økte over 50 % over en treårsperiode, og oversteg dermed overlagingstrykket. Ringcompression teorien ga et brukbart overslag over maksimale trykkspenninger i rørene, når en tok hensyn til jordtrykksøkningene over tid. På grunnlag av dette forskningsprogrammet er det anslått en total besparelse på \$150.000 pr. år i California, pga. økning av tillatt overfylling for mindre stålrør (37).

3.3.3 Sammenligning med tidligere observasjoner

Det er svært få av de tidligere instrumenterte super-spenn konstruksjoner hvor det er registrert jordtrykksfordeling mot røret. En av disse er rapportert i (11) hvor jordtrykket også ble målt med Gløtzl-celler av tilsvarende type som på Dovre og Tolpinrud (15). Jordtrykksfordelingen rundt røret viser en tilsvarende fordeling som på Dovre, med relativt små jordtrykk mot taket på stålbuen (75 kN/m^2), og relativt store jordtrykk på sidene, (150 kN/m^2 på den ene siden, og 200 kN/m^2 på den andre siden). Jordtrykkene var i denne størrelsesorden på tross av at denne stålbuen har en overdekning på 13,4 m.

I (10) og (39) er jordtrykket mot siden av røret (horisontaltrykket) målt til henholdsvis 140 kN/m^2 og 175 kN/m^2 . Sistnevnte er en bue med 11,35 m spenn og 3,3 m overdekning. På begge disse konstruksjonene er det gjort observasjoner av horisontaltrykk helt inntil røret, og også i forskjellige avstander ut fra røret. Ca. 2 m ut for siden av røret i (10) er horisontaltrykket sunket til hviletrykkstilstand, som i dette tilfellet er ca. 50 % av registrert horisontaltrykk helt inn mot røret. Tilsvarende observasjoner er gjort i (39). I (10) er det også interessant å merke seg at vertikaltrykket målt helt inne mot siden av røret er over dobbelt så stort som overlagingstrykket. I (10) er også arching-effekten registrert ved at vertikaltrykket 0,3 m over senter på rørtaket er målt til ca. 25 % av overlagingstrykket. 2 m fra senter rør i samme høyde er jordtrykket registrert lik overlagingstrykket.

I (10) er det også foretatt måling av jordtrykket 4 mnd. etter ferdigstillelse, og målingene viser en økning av jordtrykket på sidene av røret med ca. 20 %. Vertikaltrykket ved sidene og over røret har også økt noe etter 4 mnd. I litteraturen finnes det svært lite om jordtrykksendring over tid rundt super-spenn konstruksjoner, på tross av at dette er etterlyst en rekke ganger i forskjellige publikasjoner, bl.a. i (11), (18) og (26).

Langtidsmålingene av jordtrykk som foretas på Dovre og Tolpinrud er unike i internasjonal sammenheng og vil gi verdifull informasjon til forskere som arbeider med dette temaet. I følge (40) er dette et høyt prioritert tema ved Transport Research Board, og det blir her påpekt følgende

parametre som kan påvirke jordtrykket over tid: Sekundærkonsolidering og krypeffekter, dynamiske laster (trafikklast) og sesongmessige variasjoner av vanninnhold og temperatur. Det blir i (40) også påpekt at den relative innflytelsen av disse parametrene på langtidseffektene, er nærmest ikke-eksisterende eller helt minimal i litteraturen. Terzaghi (21) nevner også dynamiske laster som den parameteren som kanskje har størst innflytelse på arching-effekten over tid.

Fullskalamålingene som vi har av enkelte av de nevnte parametres langtidsvirkninger på jordtrykket, bør systematiseres og analyseres grundig.

I (40) er en av de nevnte langtidseffektene, sekundærkonsolidering, forsøkt modellert med sentrifugeforsøk, og sammenlignet med observerte fullskalamålinger fra (10). På tross av de meget begrensede langtidsmålinger som ble gjort i (10), viser sentrifugeforsøkene lovende resultater.

Det er imidlertid ingen ting som kan erstatte fullskalamålinger av langtidseffektene.

3.4 Spenninger i stålet

3.4.1 Måleopplegg

Tøyningene i stålet ble målt ved hjelp av strekkklapper.

Strekkklappene ble plassert på 10 forskjellige steder rundt periferien på innsiden av ellipsen. Plasseringen av strekkklappene er vist på fig. 11.

På hvert sted ble det montert 2 strekkklapper, 1 strekkklapp i bunn av korrugeringen og 1 strekkklapp på topp av korrugeringen.

Strekkklappene ble levert og montert av Instrumentseksjonen ved Senter for Industrieforskning (SI).

Før påliming av strekkklappene ble det beskyttende sinkbelegget på stålet slipt vekk. Strekkklappene ble temperaturskompensert, og koblet sammen til en halvbro.

Strekkklapper er det vanligste hjelpemiddel til å måle spenninger i super-spenn konstruksjoner, og en har etter hvert kommet frem til at de gir pålitelige resultater.

I 1985 ble det ved Transport and Road Research Laboratory i Storbritannia (22) foretatt en sammenligning av tøyningene målt på et stort korrugert stålrør ved hjelp av strekkklapper og vibrerende streng. En vibrerende streng tøyningmåler er opptil 10 ganger dyrere enn en strekkklapp.

En sammenligning av resultatene fra målingene viste at det kun var en forskjell innenfor 10 %.

Ved bruk av strekkklapper må en være oppmerksom på at store temperatursvingninger fører til tøyninger i stålet, og strekkklappene må korrigeres for temperatureffekten.

På grunnlag av tøyningene målt med strekkklapper kan spenningene i topp og bunn av korrugeringene beregnes:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \epsilon_t \times E \quad (\text{N/mm}^2) \\ \sigma_b &= \epsilon_b \times E \quad (\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

der ϵ_t og ϵ_b er målt tøyning i henholdsvis topp og bunn av korrugering i $\mu\text{m/m}$ og

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \text{ som er E-modulen for stål.}$$

Spenning σ_M pga. bøyning (moment) kan så finnes av:

$$\sigma_M = \frac{\sigma_t - \sigma_b}{2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

Spenning σ_n pga. aksialkraft (trykk) finnes av:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_t + \sigma_b}{2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

På grunnlag av bøyningsspenningen σ_M , kan momentet M finnes av:

$$M = \sigma_M \times W$$

der W = motstandsmomentet for tverrsnittet og tilsvarende kan trykkraften N finnes av

$$N = \sigma_N \times A$$

der A = arealet av tverrsnittet.

Korrugeringen som ble brukt på Dovre (200 x 55 mm) har følgende tverrsnittsdata:

Platetykkelse	$t = 7 \text{ mm}$
Tverrsnitt	$A = 8293 \text{ mm}^2/\text{m}$
Motstandsmoment	$W = 103,5 \text{ mm}^3/\text{mm}$

Med en stålqualität St37-3U fåes en flytespenning $\sigma_F = 235 \text{ N/mm}^2$.

3.4.2 Observerte spenninger

På fig. 22 er vist trykkraften N (kN/m) etter ferdig oppfylling. Maksimal trykkraft etter ferdig oppfylling er 500 kN/m, som tilsvarer en trykkspenning i stålet på 60 N/mm^2 .

På fig. 23 er vist moment etter ferdig oppfylling. Maksimalt moment er 5 kNm/m og opptrer på toppen av røret. Dette stemmer overens med tidligere observasjoner.

Et moment på 5 kNm/m tilsvarer en momentspenning på 48 N/mm^2 .

Under tilbakefylling ble det målt et moment på 8 kNm/m, med et nivå på tilbakefyllingen ved topp av rør. Tilsvarer 77 N/mm^2 .

Fasongen på trykk- og momentdiagrammene er noe asymmetrisk, dette er også observert i bl.a. (10) og (11) og kan skyldes forskjellige prosedyrer under tilbakefylling. I dette tilfellet kan det skyldes at det ble komprimert noe hardere på den ene siden av røret, fordi rørets senterlinje var noe ute av stilling.

Maksimalt moment opptrer på toppen av røret (strekk på innsiden), og i øvre fjerdedelspunkt (strekk på utsiden). Fig. 23 viser at momentet ikke forandrer seg i vesentlig grad over tid.

Fig. 22 viser at ved ferdig oppfylling er den maksimale trykkraft på toppen av røret. I desember 1985 har fordelingen av krefter ført til at maksimal trykkraft er på siden av røret. I april 1986 har trykkraften vist en vesentlig økning på toppen av røret, mens den har gått noe ned på siden.

Maksimal trykkraft i april 1986 har økt til 750 kN/m, dvs. en økning på ca 50%. Denne trykkraften tilsvarer en spenning i stålet på 90 N/mm^2 .

3.4.3 Sammenligning med tidligere observasjoner

Størrelsesorden og formen på moment- og trykkdiagrammene stemmer rimelig overens med tidligere observasjoner (10), (11), (12) (13) og (14).

I (10) ble det registrert maksimale trykkspenninger på 100 N/mm^2 og maksimale momentspenninger på 70 N/mm^2 . Dette var en stålbue med 7,9 m spenn og 7,0 m overdekning. Fasongen på momentdiagrammet var i dette tilfellet også noe uregelmessig.

Det er kun en av de foreliggende dimensjoneringsmetoder som tar hensyn til momenter, det er J.M. Duncan's "Soil-Culvert Interaction Method", (2), (3) og (4).

Med tanke på de relativt store momentspenningene som er målt på Dovre og andre steder, bør disse tas hensyn til ved dimensjoneringen.

Dette blir også påpekt i (25) og (26), hvor det også blir nevnt at momentspenningene også påvirker rørets knekningskapasitet og dannelsen av evt. flyteledd.

Katona (34) har vist ved en parameterstudie ved bruk av Finite-Element programmet CANDE (28) at kvaliteten på tilbakefyllingsmassene påvirker størrelsen på det opptredende moment i betydelig grad. Bruk av dårlige tilbakefyllingsmasser øker momentene drastisk, mens trykkreftene ikke påvirkes i særlig grad av kvaliteten på tilbakefyllingsmassene. Deformasjonene øker også i betydelig grad ved bruk av dårlige tilbakefyllingsmasser.

Katona viste også at momentene øker betydelig ved bruk av stivere stålrør (større tykkelse på stålplatene), mens trykkreftene og deformasjoner ikke påvirkes i særlig grad av stivheten.

4. **BEREGNING AV TRYKKREFTER OG MOMENT ETTER EKSISTERENDE BEREGNINGSMETODER**

4.1 Beregningsmetoder

Den maksimale trykkraft i stålrøret er beregnet etter følgende beregningsmetoder:

1) Ring-Compression-teorien (1)

Denne teorien er den mest brukte for mindre stålrør og regnes som produktet av overlagingstrykket (γH) over topp av rør og halve spennvidden ($\frac{S}{2}$), slik at trykkraften

$$T = \gamma H \times \frac{S}{2}$$

Innsatt gir dette en trykkraft $T = 495 \text{ kN/m}$

2) AISI OG AASHTO (6) OG (7)

I følge disse amerikanske spesifikasjonene regnes trykkraften som produktet av overlagingstrykket (γH) og radius på toppen av stålrøret (R_T), slik at

$$T = \gamma H \times R_T$$

Innsatt gir dette $T = 588 \text{ kN/m}$

3) OHBDC (8)

Beregning av trykkraften beregnes på følgende måte ifølge disse kanadiske bru-spesifikasjonene:

$$T = \mu \gamma H \times R_T$$

der γH = overlagingstrykket over topp av rør

R_T = toppradien i røret

μ = en "arching" faktor som avhenger av fasongen på røret og overdekningshøyden

Innsatt for Dovre-røret gir dette $T = 0,6 \gamma H R_T = \underline{353 \text{ kN/m}}$

Grunnen til at trykkraften her blir så lav, er at denne metoden bare tar hensyn til reduksjon av jordtrykket over røret (arching-effekten), og ikke tar hensyn til at refordeling av jordtrykket fører til økt trykkraft i røret.

Dette er de første bru-spesifikasjonene i Nord-Amerika som har innført grensetilstandsmetoden.

4) SCI-metoden (2), (3) og (4)

Dette er Duncan's "Soil-Culvert Interaction Method" som er basert på resultatene fra over 500 Finite-element analyser. På grunnlag av resultatene fra disse analysene, er det utviklet dimensjonsløse koeffisienter som kan brukes for dimensjonering av store stålrør. Denne metoden er spesielt mye brukt for dimensjonering av store aluminiumsrør.

Den store fordelene ved denne metoden er at det kan beregnes momenter under og etter tilbakefylling.

Følgende trykkraft og maks. moment fåes med innsetting av dataene fra Dovre.

$$T = \underline{865 \text{ kN/m}}$$

$$M = \underline{19 \text{ kNm/m}}$$

Den relativt store trykkraften beregnet etter denne metoden skyldes at resultatene fra Finite-Element analysene viser at trykkraften i røret overstiger vekten av overfyllingsmassene. Selv om jordtrykket over røret er mindre enn overlagingstrykket, fører refordelingen av jordtrykket til at trykkraften i røret blir større enn vekten av overfyllingsmassene. Som nevnt før er dette et meget viktig poeng som det må tas hensyn til ved dimensjonering.

SCI-metoden kan også brukes til å beregne sikkerheten mot dannelse av plastiske ledd (flyteledd). Dette er en aktuell bruddmekanisme, spesielt for rør med liten overdekning.

5) Leonards-metode (27)

Leonards presenterte ved Transportation Research Board 1985, følgende uttrykk for trykkraften T, som har vist seg å gi god overensstemmelse med Finite Element-programmet CANDE (Culvert Analyses and Design) (28), som er det mest brukte Finite-Element-programmet for design og analyse av store stålør:

$$T = \gamma S (0,1h + 0,5H)$$

der S= spennet på røret
h= halve høyden
H= overdekningen

Innsatt med dataene fra Dovre fåes følgende trykkraft:

$$T = 534 \text{ kN/m}$$

Dette uttrykket tilsvarer omtrent tyngden av masser over halve røret, inkludert vekten av jordlegemet mellom topp av rør og midten av rør.

Ring-compression teorien inkluderer bare tyngden av masser over topp rør.

6) Knutsons metode (15)

I forbindelse med instrumentering av super-spenn konstruksjonen på Tolpinrud (15), utviklet Asmund Knutson en grafisk metode for bestemmelse av jordtrykk og trykkrefter i konstruksjonen.

Bruk av denne metoden på Dovre, gir følgende maksimale trykkraft i røret:

$$T = 660 \text{ kN/m}$$

4.2 Sammenligning av målte og beregnede verdier

Nedenfor er resultatene fra de forskjellige beregningsmetodene sammenstilt og sammenlignet med målte verdier:

Metode	Referanse	Trykkraft T (kN)
Ring Compression	(1)	497
AISI og AASHTO	(6) og (7)	588
OHBDG	(8)	353
SCI	(2), (3) og (4)	865
Leonards	(27)	534
Knutson	(15)	660

Målt trykkraft med streklapper var 500 kN/m ved ferdig oppfylling i september 1985, men økte til 750 kN/m i april 1986.

Beregningene viser at både Ring-Compression teorien, AISI, AASHTO og Leonards metode gir et rimelig anslag for maksimal trykkraft ved ferdig oppfylling.

Knutsons metode gir en verdi i mellom målt trykkraft ved ferdig oppfylling, og målt i april 1986.

Den store økningen av trykkraften med tiden, gjør at SCI-metoden gir det beste anslaget.

OHBDC-metoden gir altfor lav verdi.

Den eneste metoden som gir beregnet moment er SCI-metoden med maksimalt beregnet moment $M = 19 \text{ kNm/m}$.

Dette maksimale momentet opptrer ifølge Duncan under tilbakefylling, med tilbakefyllingsmassene i nivå med topp av rør. Dette stemmer bra med de observerte deformasjoner under tilbakefylling.

Maksimalt målt moment ble målt til $M = 8 \text{ kNm/m}$, som viser at SCI-metoden er konservativ også for bestemmelse av maksimalt moment.

Dette maksimale momentet opptrådte nettopp når tilbakefyllingsmassene var i nivå med topp rør, som stemmer med Duncan's teori.

5. SPENNINGER I STÅLET FRA TRAFIKKLAST

Super-spenn konstruksjoner med liten overdekning, vil få belastninger fra trafikk over røret.

Det finnes en rekke metoder for å beregne trykkrefter i nedgravde stålør pga. trafikklast. En del av disse metodene er innarbeidet i spesifikasjonene (4), (6), (7) og (8).

Moment blir vanligvis neglisjert, det er kun Duncan's metode (2), (3) og (4) som tar hensyn til moment fra trafikklast.

Det er foretatt instrumentering og eksperimentelle og teoretiske undersøkelser for å verifisere beregningsmetodene: (12), (14), (22), (23), (25), (30), (31), (32) og (33).

I samtlige av de instrumenterte konstruksjonene ble spenningene i stålet fra overflatelast målt ved hjelp av strekkapper.

Når tilbakefyllingsnivået på Dovre hadde nådd 1,5 m over topp av rør, ble det foretatt belastningsforsøk med en hjullaster, som vist på fig. 24.

Det ble brukt en 16t hjullaster med fullastet skuff på ca. 6t, slik at totalvekten ble 22t.

Under forsøkene ble skuffen heist opp i en posisjon slik at omtrent all vekt fordelte seg på forakselen.

Senter foraksel ble plassert i 9 forskjellige posisjoner, som vist på fig. 25.

De målte moment- og trykkrefter er små i forhold til moment- og trykkrefter fra tilbakefyllingsmassene. Maksimalt målt moment er 0,93 kNm/m, som tilsvarer en spenning på 9 N/mm².

Maksimal registrert trykkraft under belastningsforsøkene var 142 kN/m, som tilsvarer en spenning på 17 N/mm².

Det ble ikke registrert målbare deformasjoner i røret ved belastningsforsøkene. Jordtrykkscellene ble ikke avlest under forsøkene, da belastningen stod på for kort tid til at det ville bli registrert.

6. LITTERATURHENVISNINGER

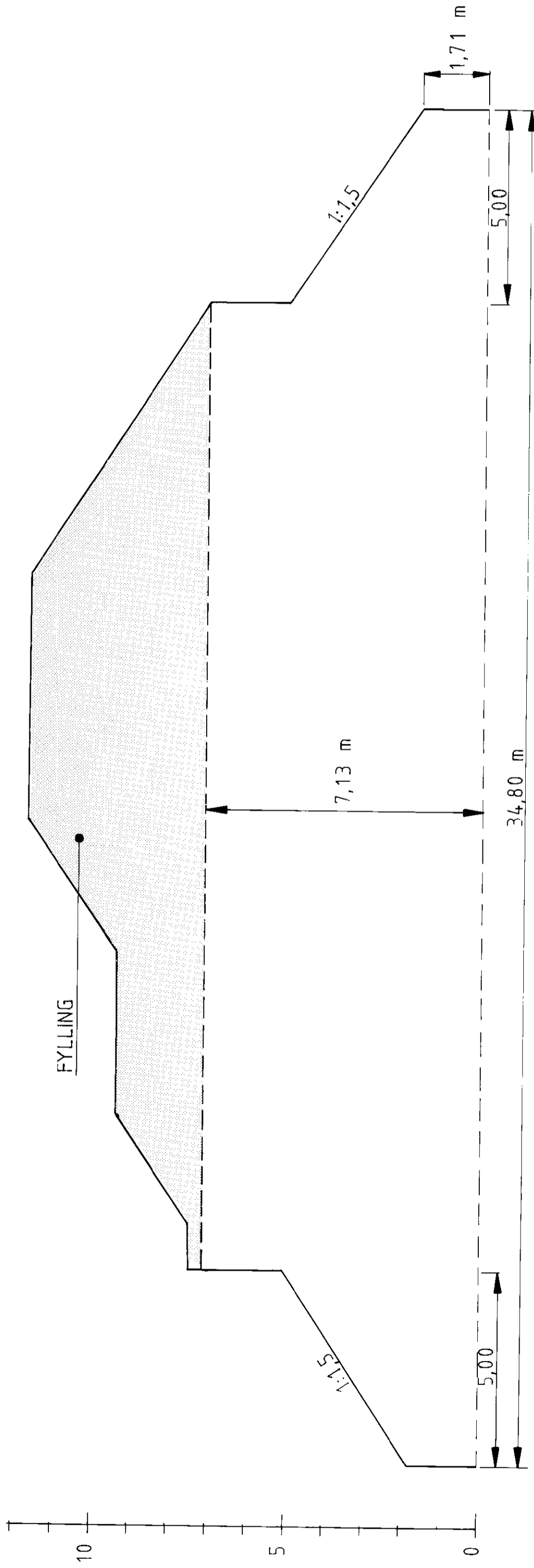
- (1) White H.L. and Layer J.P., 1960, "The Corrugated Metal Conduit as a Compression Ring". Proceedings of the Highway Research Board, Vol. 39, pp. 389-397.
- (2) Duncan, J.M., 1979, "Behaviour and Design of Long-Span Metal Culverts", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT3, pp. 399-417.
- (3) Duncan, J.M., 1978, "Soil-Culvert Interaction Method for Design of Metal Culverts", Transportation Research Record 678, Transportation Research Board.
- (4) Duncan, J.M. and Drawsky, R.H., 1983, "Design Procedures for Flexible Metal Culvert Structures", Report No. UCB/GT/83-02, Department of Civil Engineering, University of California, Berkley.
- (5) Selig, E.T. et.al., 1977, "Review of the Design and Construction of Long-Span, Corrugated-Metal, Buried Conduits", Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-77-131. Offices of Research and Development, Washington D.C.
- (6) American Iron and Steel Institute (AISI), 1984, "Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products."
- (7) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1983, "Standard Specifications for "Highway Bridges".
- (8) Ontario Ministry of Transportation and Communications, 1983, "Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC).
- (9) Kloppel, K. und Glock, D. 1970, "Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblemen biegeweicher, in die Erde eingebetteter Rohre", Heft 10, Institut für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt.
- (10) Selig, E.T. et.al., 1979, "Measured Performance of Newtown Creek Culvert", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT9, pp. 1067-1087.
- (11) Lefebvre, G. et.al., 1976, "Measurement of Soil Arching above a large diameter flexible Culvert", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, pp. 58-71.
- (12) Beal, D.B., 1982, "Field test of Long-Span Aluminium Culvert", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT6, pp. 873-889.

- (13) Mc Vay, M.C. and Selig, E.T., 1982, "Performance and Analyses of a Long-Span Culvert", Transportation Research Record 878, Transportation Research Board, pp. 23-29.
- (14) Demmin, J., 1965, "Field Verification of Ring Compression Conduit Design, Highway Research Record, No. 166, pp. 36-86.
- (15) Knutson, A., 1984, "Superspankulvert ved Tolpinrud E68, Ringerike", Intern rapport nr. 1155, Veglaboratoriet.
- (16) Johansen, T., 1984, "Superspankulvert ved Tolpinrud, Monteringsrapport for jordtrykksmålere", Intern rapport nr. 1158, Veglaboratoriet.
- (17) Vaslestad, J., 1986, "Super-spenn konstruksjoner. Teoretisk grunnlag og praktisk utførelse", Intern rapport nr. 1259, Veglaboratoriet.
- (18) Katona, M.G. et.al., 1979, "Structural Evaluation of New Concepts for Long-Span Culverts and Culvert Installations", Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-79-115, Structures and applied Mechanics Div., Washington D.C.
- (19) Hanna, T.H., 1973, "Foundation Instrumentation". Ser. Rock Soil Mech., Trans. Tech. Publ.
- (20) Terzaghi, K., 1936, "Stress Distribution in Dry and Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door". Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., Vol. I, pp. 307-311.
- (21) Terzaghi, K., 1943, "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Inc.
- (22) Temporal, J. et.al., 1985, "Loading tests on an Armco pipe arch culvert", Research Report 32, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport.
- (23) Hafez, H.H., 1981, "Soil-Steel Structures under shallow cover", Ph.D. - thesis, University of Windsor, Ontario.
- (24) Bahmanyar, G.H., 1982, "A study of Buried-Pipe Failures in Cold Climates", Ph.D. - thesis, University of Wisconsin - Madison.
- (25) Dessouki, A.K. et.al., 1986, "Effect of Soil Failure on Soil-Steel-Structures", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 5, pp. 522-536.
- (26) Selig, E.T., 1985, "Review of Specifications for Buried Corrugated Metal Conduit Installations", Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board.

- (27) Leonards, G.A. et.al., 1985, "Predicting Performance of Buried Metal Conduits", Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board.
- (28) Katona, M.G. et.al., 1977. "CANDE - A Modern Approach for Structural Design and Analyses of Buried Culverts", Report FHWA-RD-77-5, U.S. Naval Civil Engineering Laboratory.
- (29) Selig, E.T., 1975, "Instrumentation of Large Buried Culverts", Performance Monitoring for Geotechnical Construction, ASTM STP 584, pp. 159-181.
- (30) Abdel-Sayed, G. and Bakht, B., 1982, "Analyses of Live-Load Effects in Soil-Steel Structures", Transportation Research Record 878, Transportation Research Board, pp. 49-55.
- (31) Kay, J.N. and Flint, R.C.L., 1982, "Heavy-Vehicle Loading of Arch Structures of Corrugated Metal and Soil", Transportation Research Record 878, Transportation Research Board, pp. 34-36.
- (32) Bakht, B., 1985, "Live-Load Response of a Soil-Steel Structure with a Relieving Slabe", Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board.
- (33) Bakht, B., 1981, "Soil-Steel Structure Response to Live Loads", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, NO GTG, pp. 779-798.
- (34) Katona, M.G., 1978, "Analyses of Long-Span Culverts by the Finite-Element Method", Transportation Research Record 678, pp. 59-66, Transportation Research Board.
- (35) Høeg, K., 1968, "Stresses against underground Structural Cylinders", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, NO SM4, pp. 833-858.
- (36) Duncan, J.M., 1975, "Finite Element Analyses of Buried Flexible Metal Culvert Structures", Lauritz Bjerrum's Minneforedrag, Norges Geotekniske Institutt, pp. 213-222.
- (37) Bacher, A.E. and Kirkland, D.E., 1985, "California Department of Transportation Structural Steel Plate Pipe Culvert Research: Design Summary and Implementation", Transportation Research Record 1008, pp. 89-94, Transportation Research Board.
- (38) Bacher, A.E. and Kirkland, D.E., 1986, "Corrugated-Steel Plate Structures with continous Longitudinal Stiffeners - Live Load Research, Recommended Design Features for Short Span Bridges", Transport Research Board.

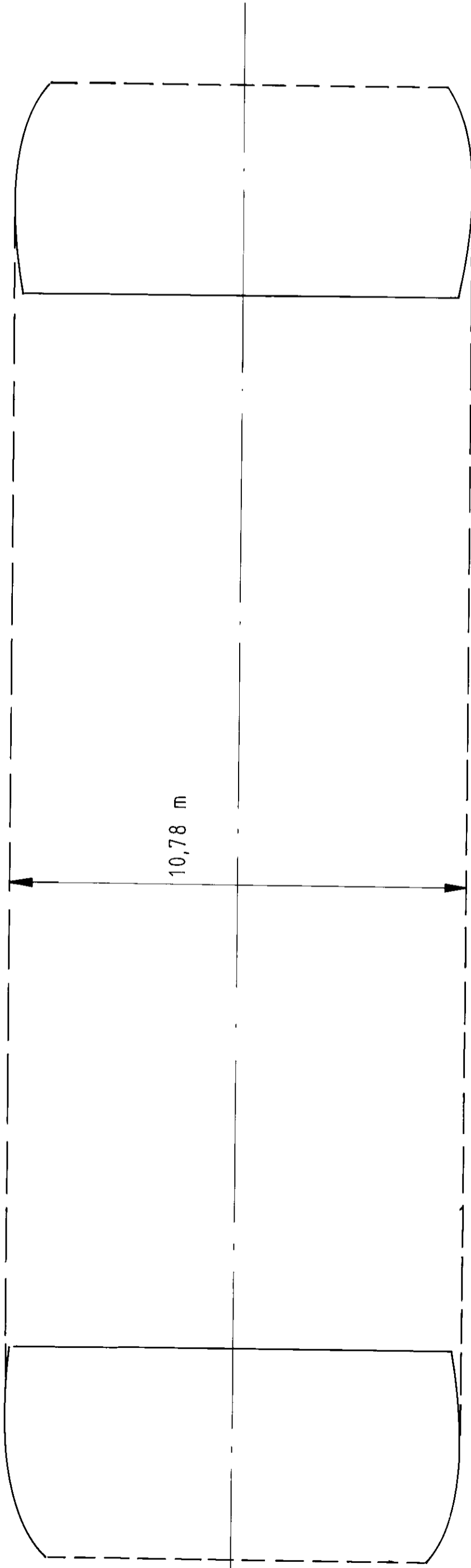
- (39) Mc Vay, M.C., 1982, "Evaluation of Numerical Modeling of Buried Conduits", Ph.D. - thesis, Department of Civil Engineering, University of Massachusetts.
- (40) Mc Vay, M.C. and Papadopoulus, P., 1986, "Long-Term Behaviour of Buried Large-Span Culverts", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 4, pp. 424-442.

LENGDEPROFIL

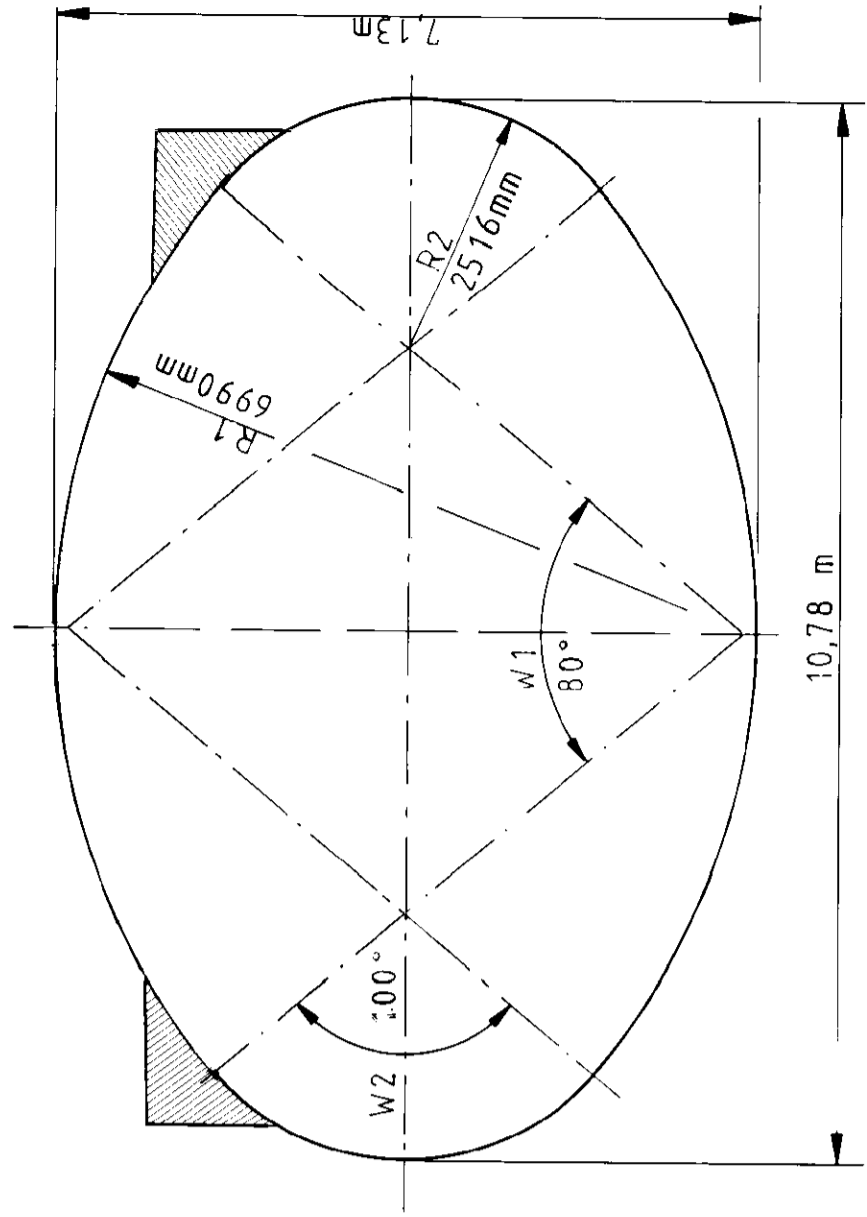


FYLLING

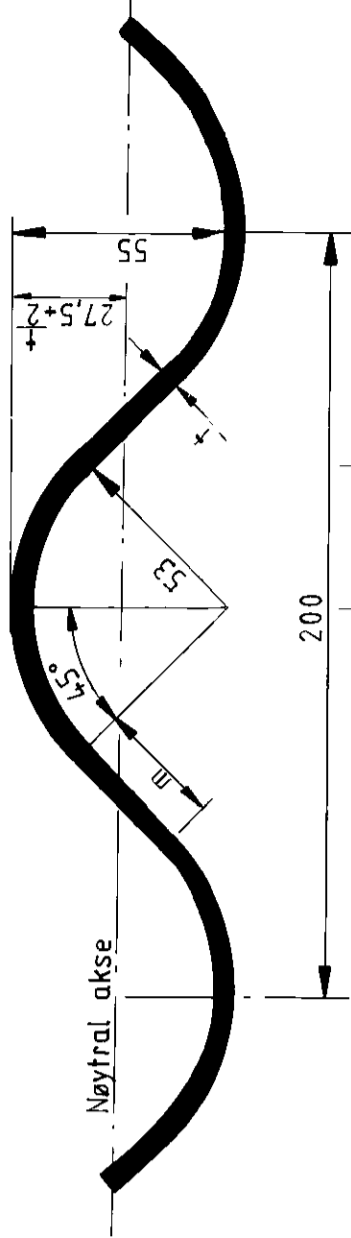
GRUNNPLAN



STÅLRØRSPROFIL



KORRUGERING 200x55 M = 1:2



Tegningsgrunnlag: Tegninger fra Dipl. Ing. Wolfgang Pfäffle

Vedlegg til rapport:

Profil, plan og detalj-
tegninger super-spenn rør.

GRUNNUNDERSØKELSE:

DOVRE SUPER-SPENN

Tegning nr.

Fig. 1

VEGDIREKTORATET
VEGLABORATORIET - GEOTEKNISK SEKSJON

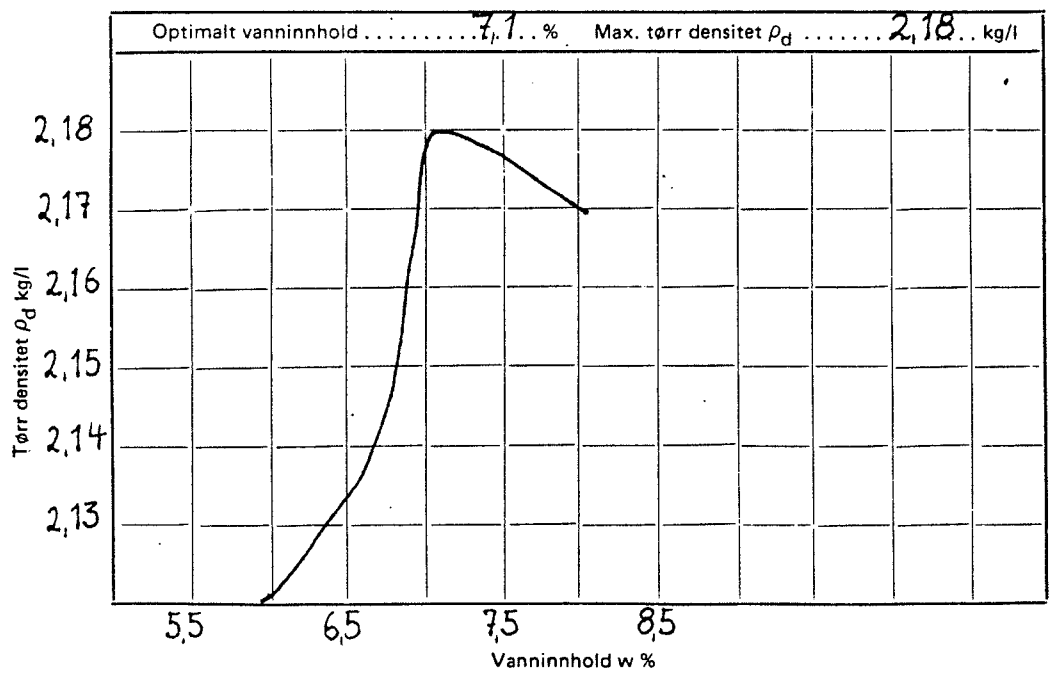
Fylke OPPLAND Km/profil nr.
 Sted DOVRE SUPER SPENN Dybde

Parsell 0-16.n.m. grus Oppdrag/arkiv nr.

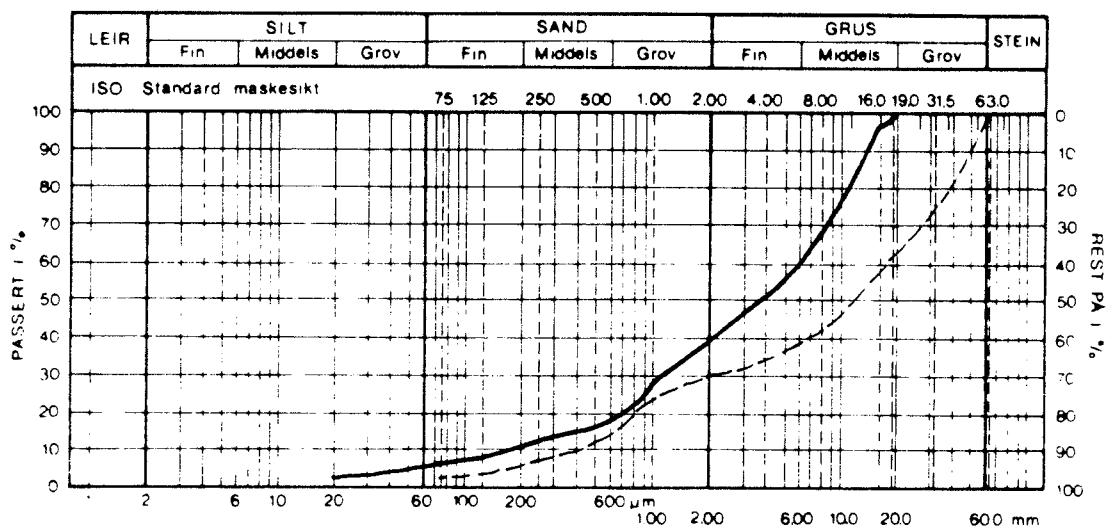
Modifisert Proctor Standard Proctor

Sylinderstørrelse: 1 liter 2 liter

Bestemmelse nr.		1	2	3	4	5	6	7
Masse av sylinder med innstampet material	kg	11203	11313	11323	11127			
Masse av sylinder, tom	kg	6624	6624	6624	6624			
Masse av materiale, våt	kg	4579	4689	4699	4503			
Våt densitet ρ_{wet}		2,290	2,345	2,350	2,250			
Tørr densitet $\rho_d = \frac{\rho_{wet}}{1 + \frac{w}{100}}$		2,14	2,18	2,17	2,12			
Skål nr.								
Masse skål m/våt prøve	g							
Masse skål m/tørr prøve	g							
Masse skål	g							
Masse tørt materiale	g							
Masse vann	g							
Vanninnhold w	%	6,69	7,12	8,09	5,98			



Merknad: _____



Profil nr	Dybde	Lab nr	Kurve	Jordartsbetegnelse	C _u	Teleg.
Masse rundt rør		63/85	—	0-16 mm grus	30	T1
Omfillingsmasse		33/85	- -	0-100 mm grus	47	T1
			- - -			
			- x -			

STATENS VEGVESEN - Blankett nr 437A

5000 10 85 vilco

KORNFORDELINGSKURVER AV MASSER
RUNDT RØR

DOVRE SUPER SPENN

Målestokk

-

Tegning nr.

BILAG 1

Dato/Sign.:

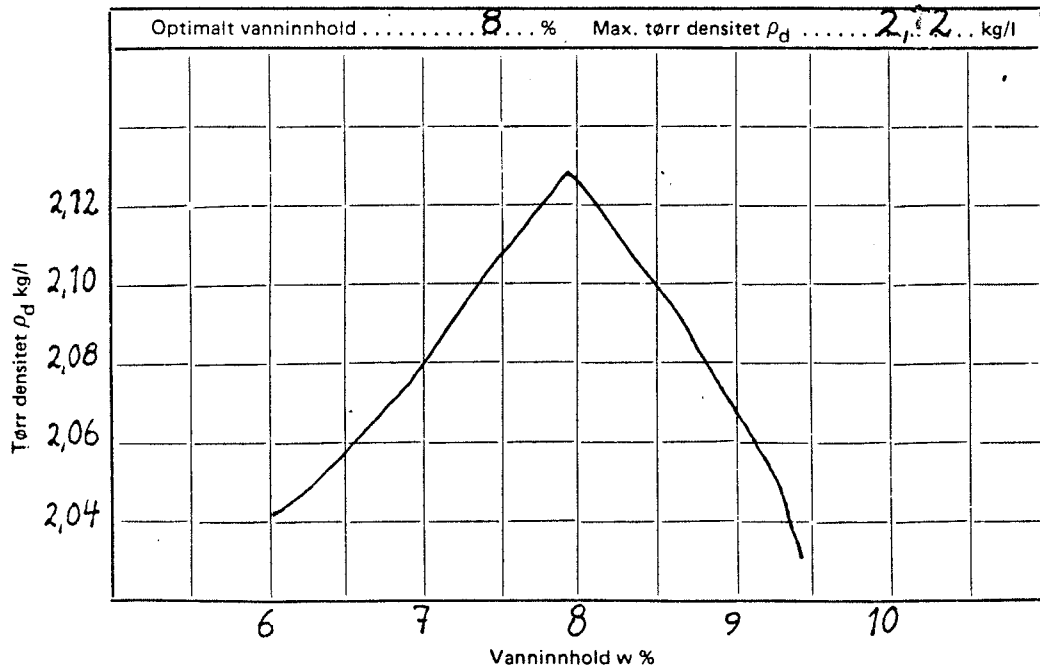
VEGDIREKTORATET
VEGLABORATORIET - GEOTEKNISK SEKSJON

A.S. TORRHOFF

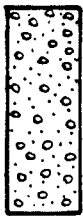
Fylke OPPLAND Km/profil nr.
 Sted DOVRE SUPER SPENN Dybde
 Parsell 0-100 GRUS Oppdrag/arkiv nr.

Modifisert Proctor Standard Proctor
 Sylindrestørrelse: 1 liter 2 liter

Bestemmelse nr.		1	2	3	4	5	6	7
Masse av sylinder med innstampet material	kg	10973	11085	11219	11181			
Masse av sylinder, tom	kg	6624	6624	6624	6624			
Masse av materiale, våt	kg	4349	4461	4595	4457			
Våt densitet ρ_{wet}		2174	2230	2297	2229			
Tørr densitet $\rho_d = \frac{\rho_{wet}}{1 + \frac{w}{100}}$		2047	2082	2129	2039			
Skål nr.								
Masse skål m/våt prøve	g							
Masse skål m/tørr prøve	g							
Masse skål	g							
Masse tørt materiale	g							
Vanninnhold w	%	6,2	7,1	7,9	9,3			



Merknad: _____



0-16 mm

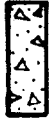


0-100 mm

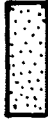


silt

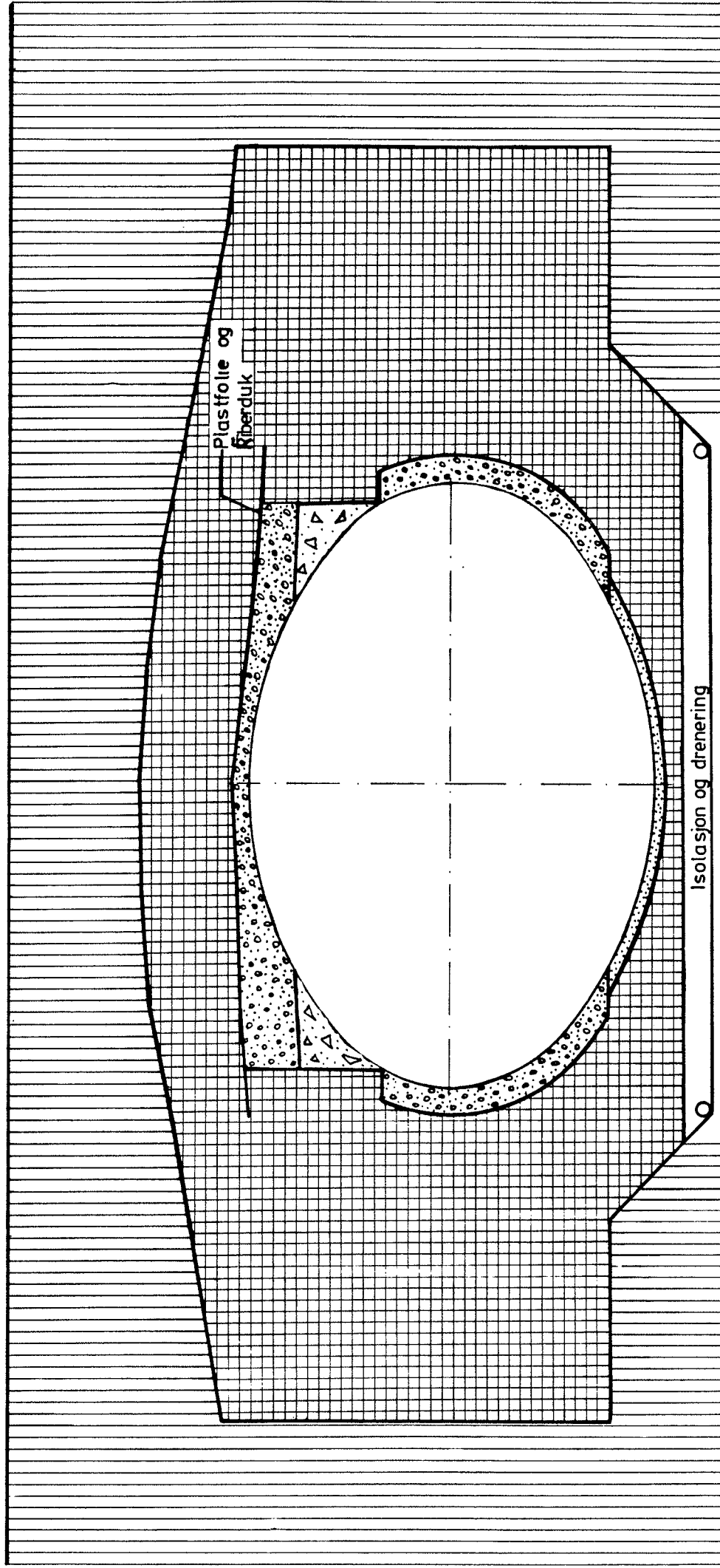
OMFYLLINGSMASSER



betong

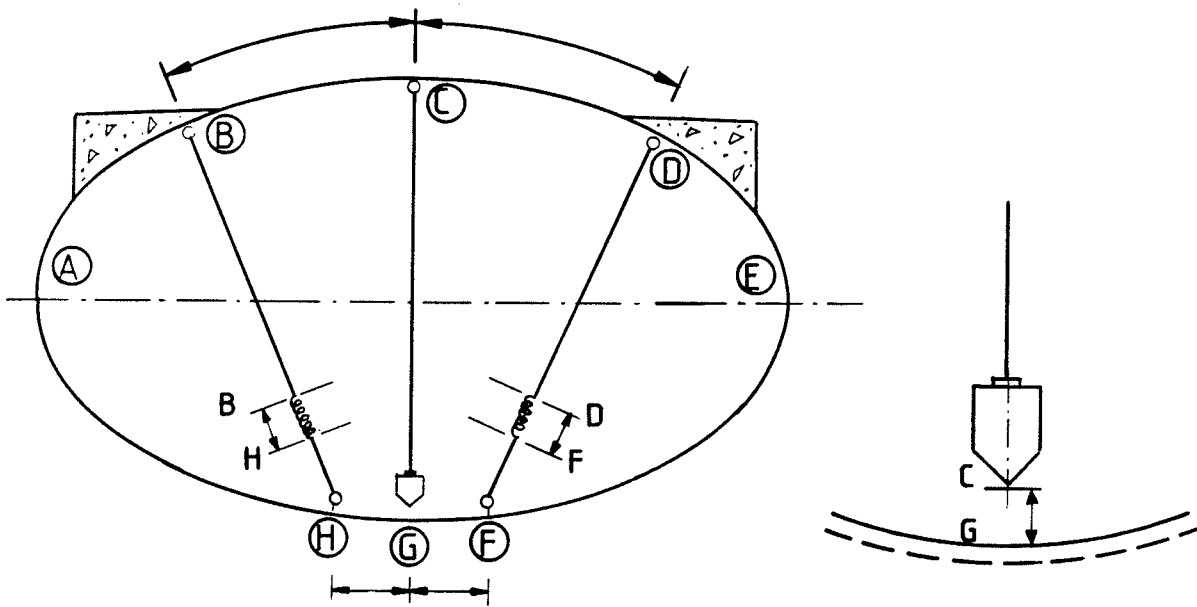


fin sand

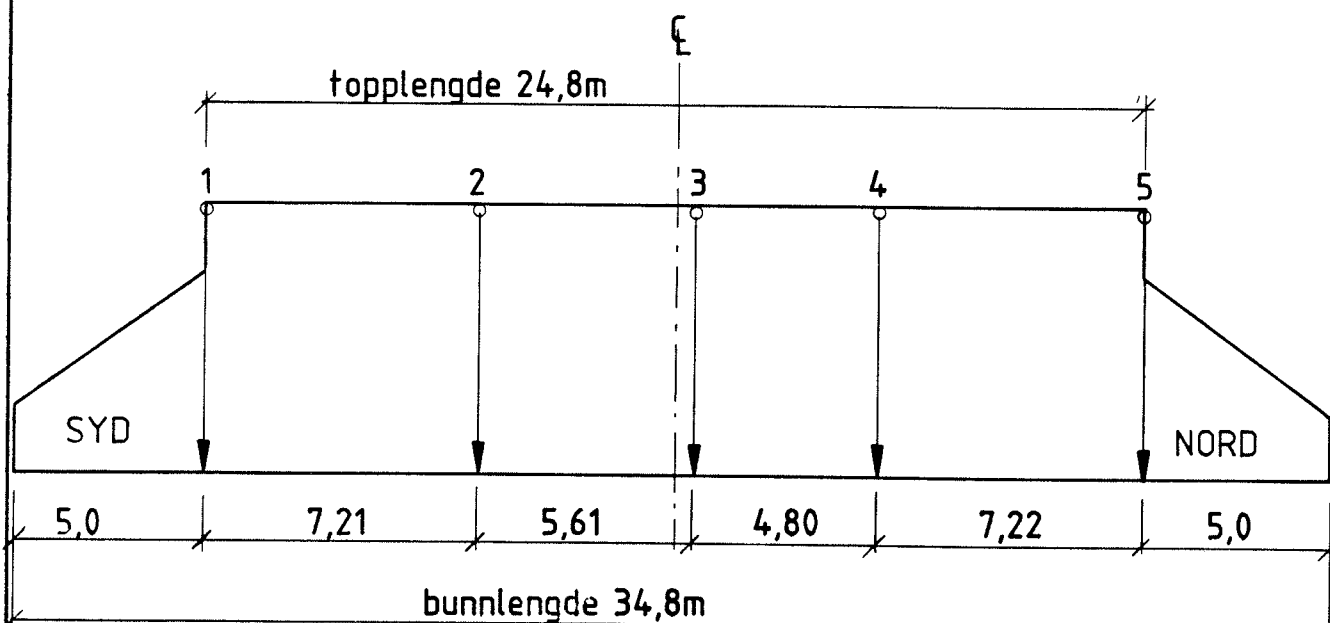


MÅL 1:100

FIG.2



Måling av deformasjoner under tilbakefylling i 5 snitt: nummerert fra 1 til 5 med snitt nr. 1 i sydenden.



MÅLING AV DEFORMASJONER
UNDER TILBAKEFYLLING

SUPER-SPENN DOVRE
Snitt 1

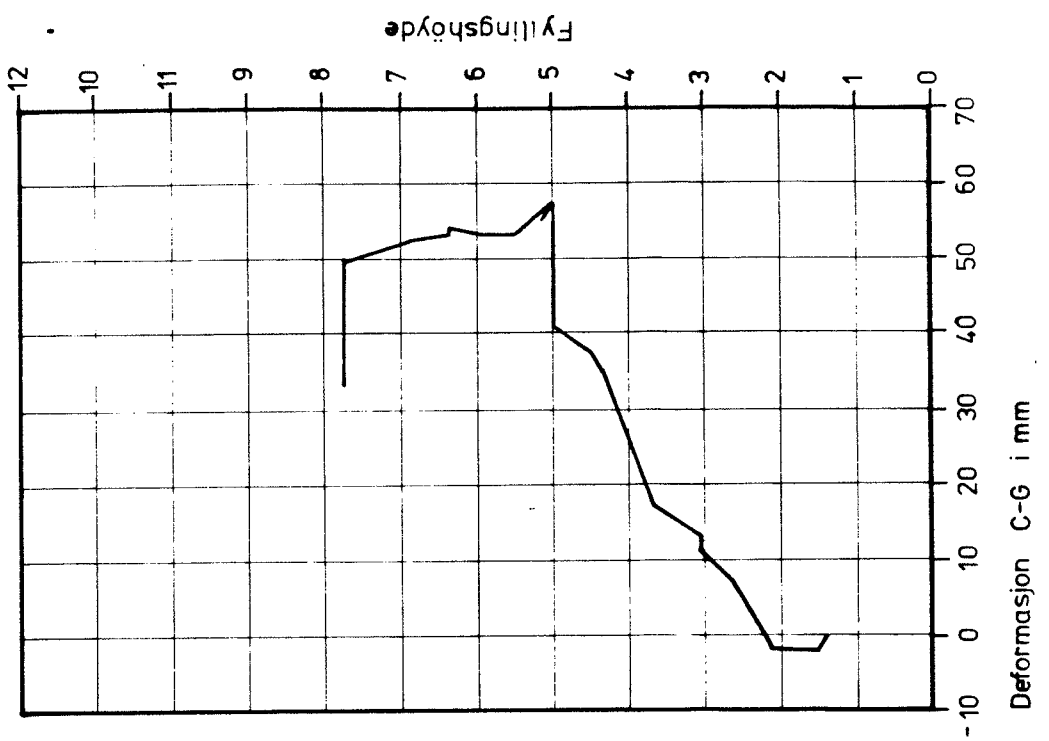
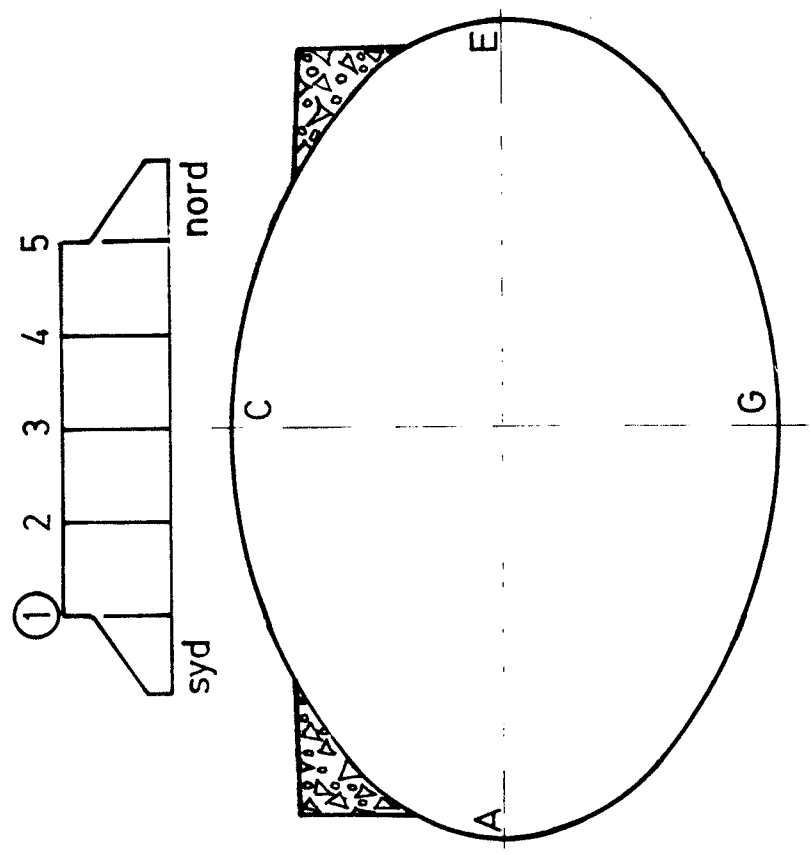
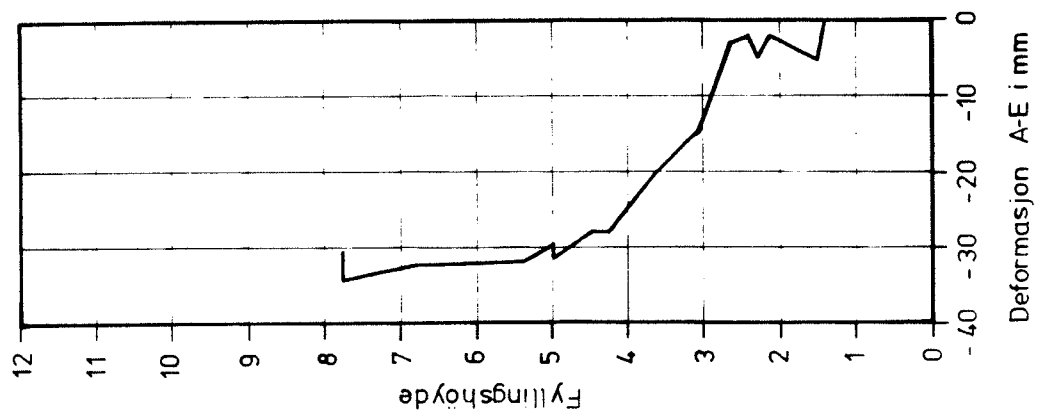


FIG.4 DEFORMASJONER UNDER TILBAKEFYLLING

SUPER-SPENN DOVRE
Snitt 2

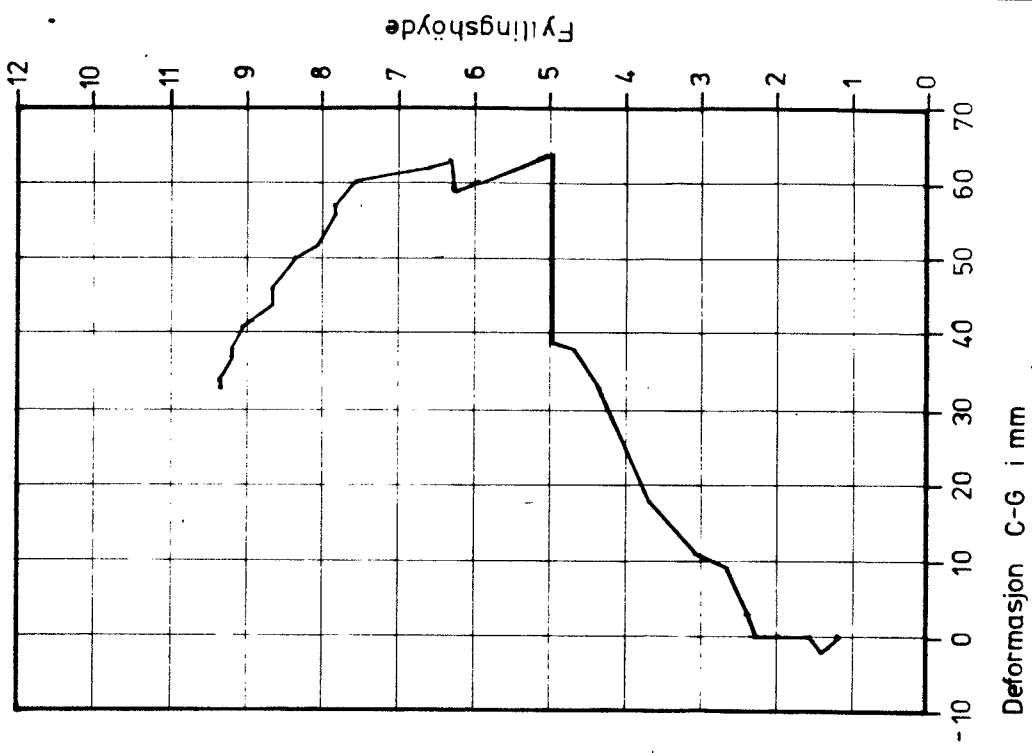
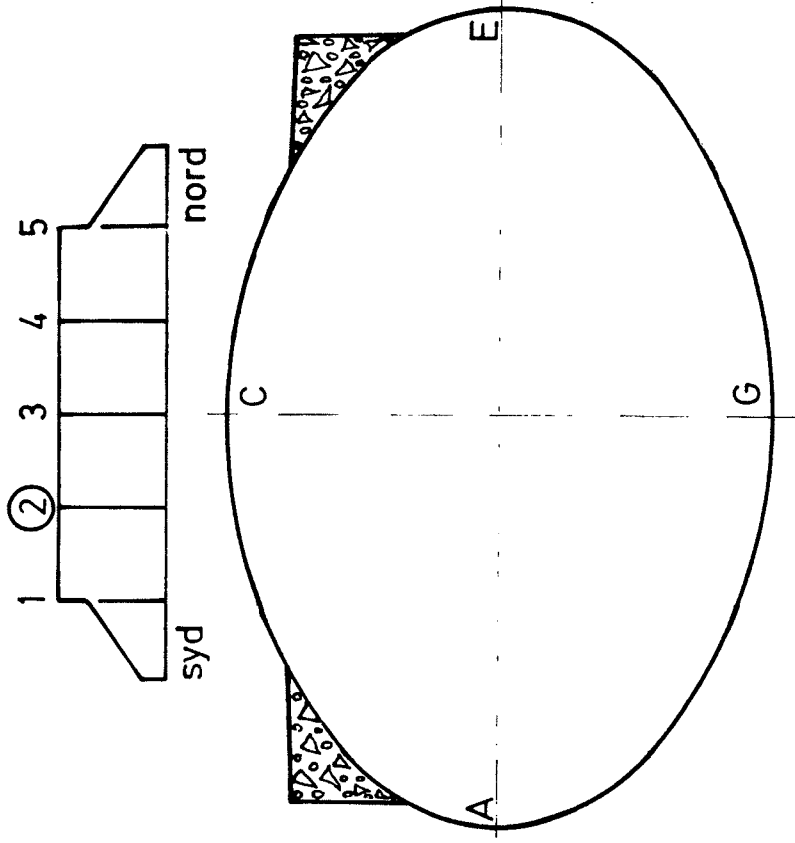
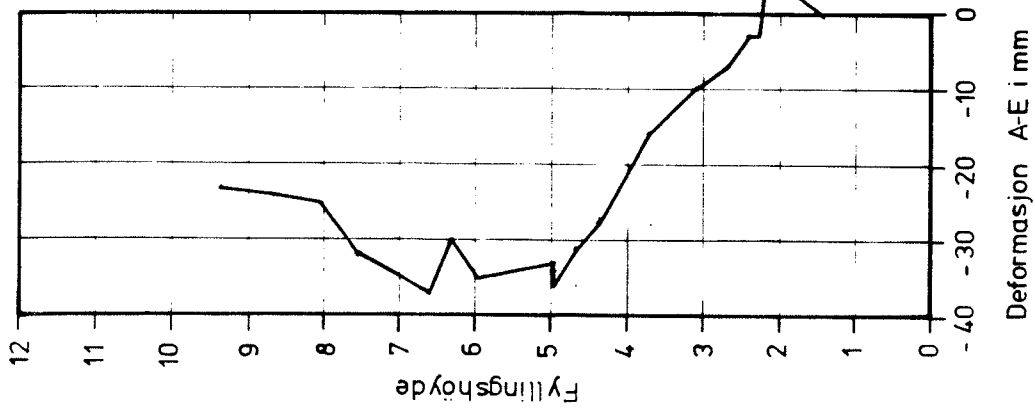


FIG.5 DEFORMASJONER UNDER TILBAKEFYLLING

SUPER-SPENN DOVRE
Snitt 3

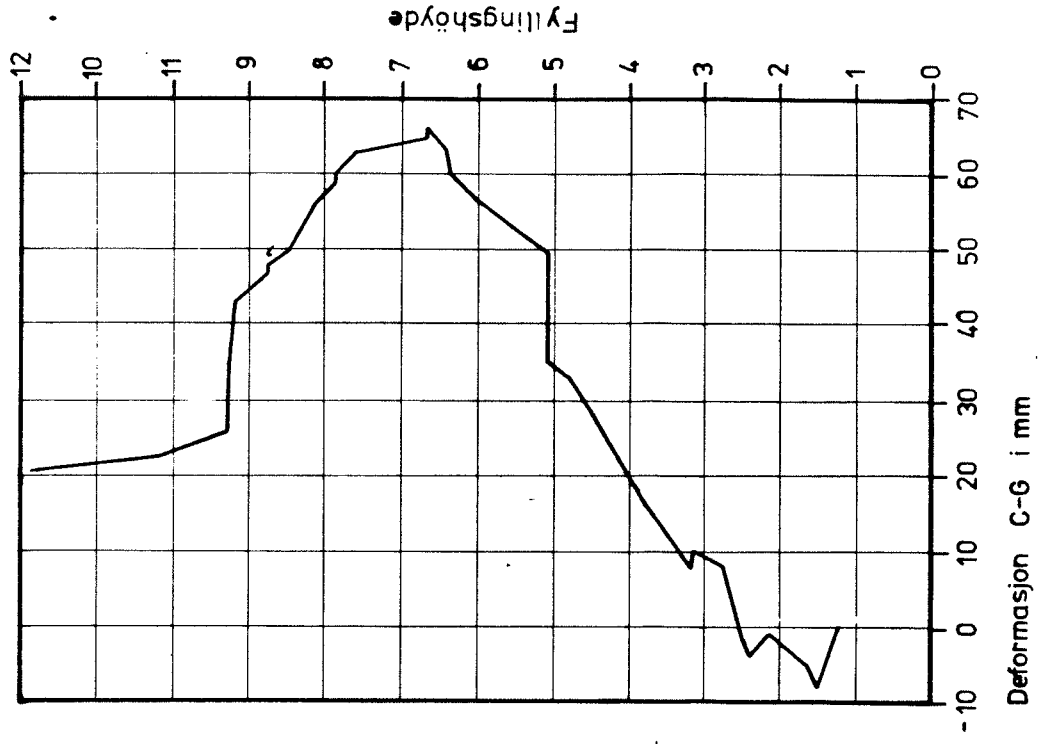
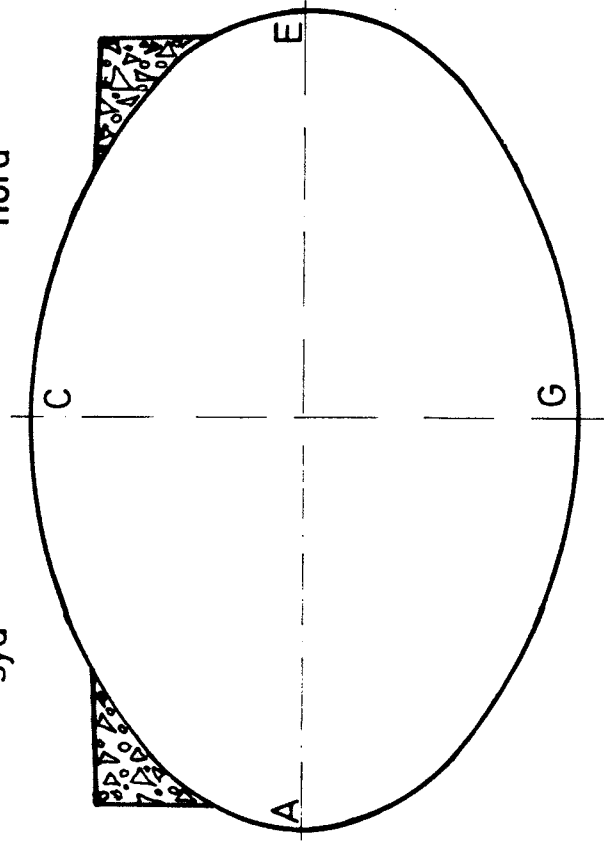
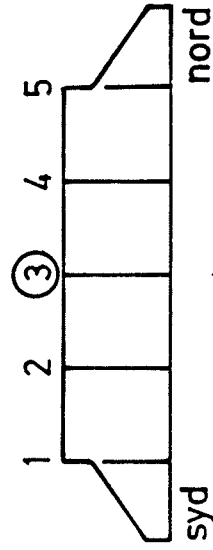
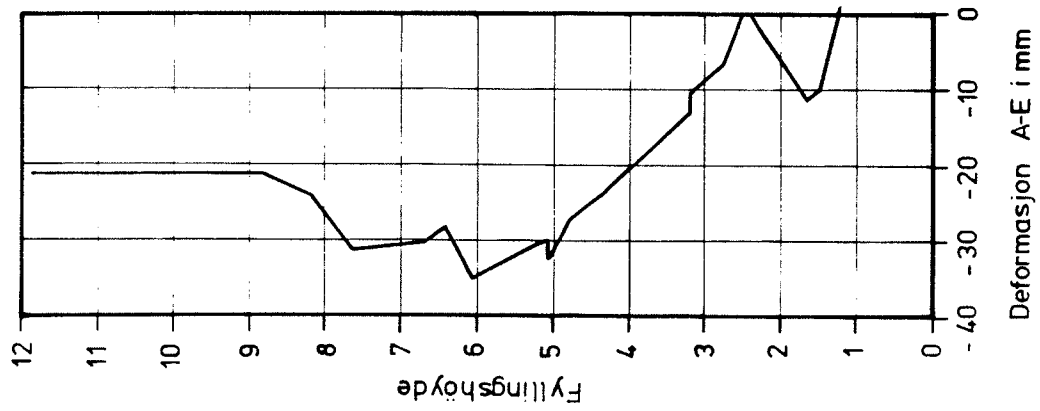


FIG.6 DEFORMASJONER UNDER TILBAKEFYLLING

SUPER-SPENN DOVRE
Snitt 4

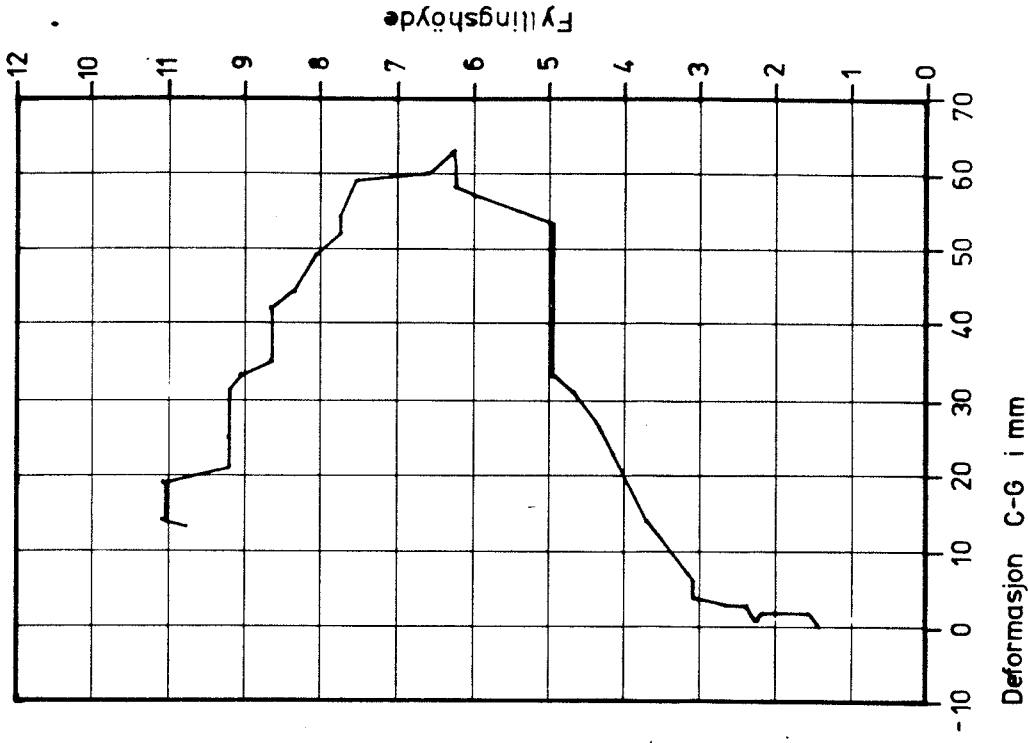
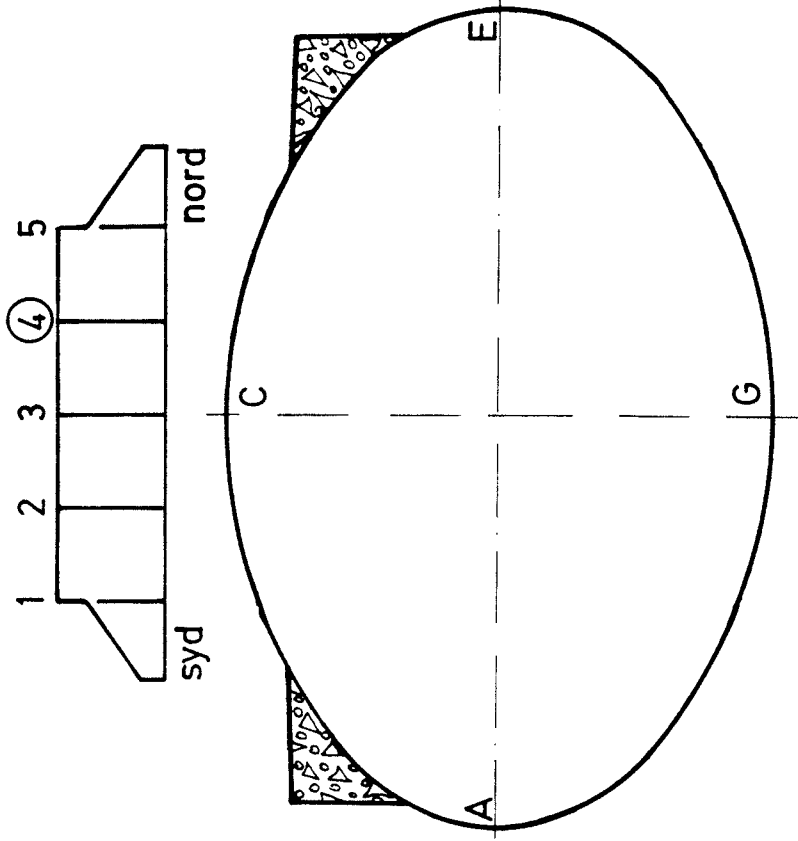
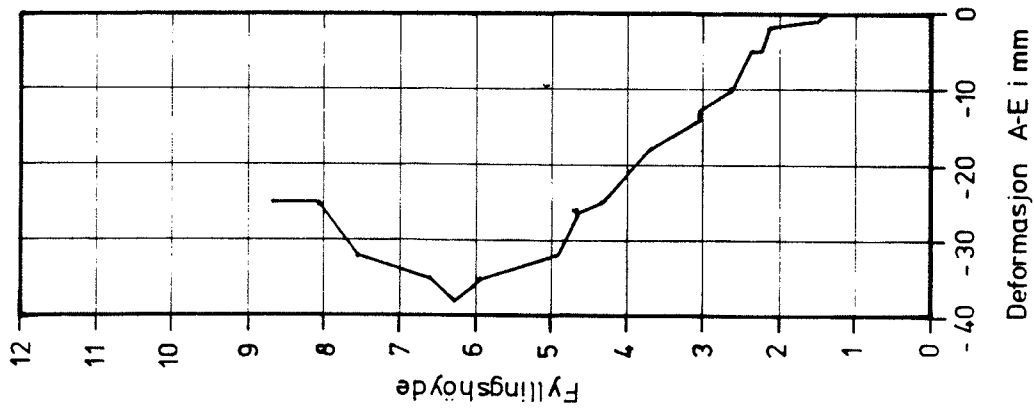
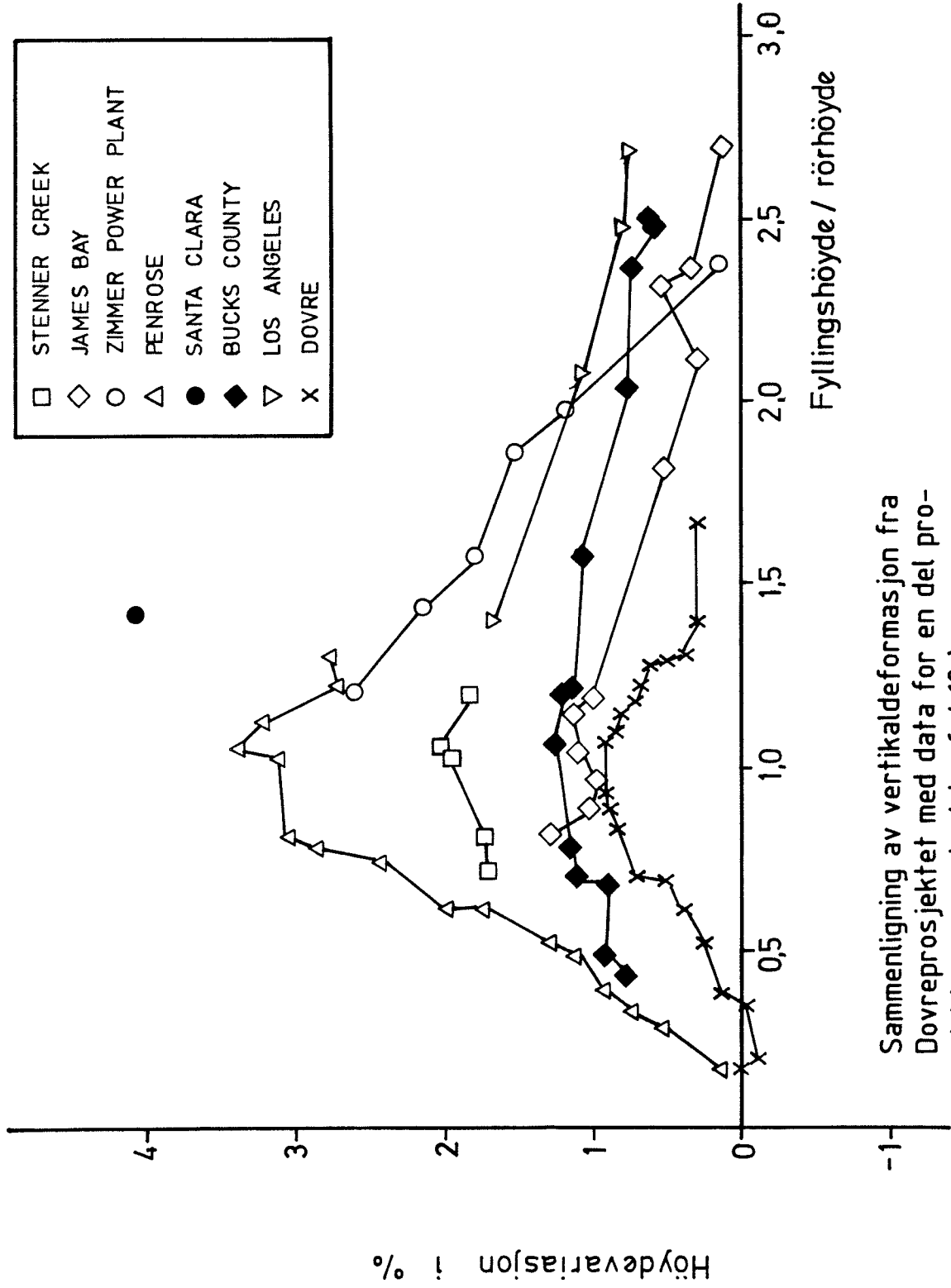


FIG.7 DEFORMASJONER UNDER TILBAKEFYLLING



Sammenligning av vertikaldeformasjon fra
Dovreprosjektet med data for en del pro-
sjekter rapportert i ref. (18)

FIG.9

SUPER-SPENN DOVRE
Snitt 5

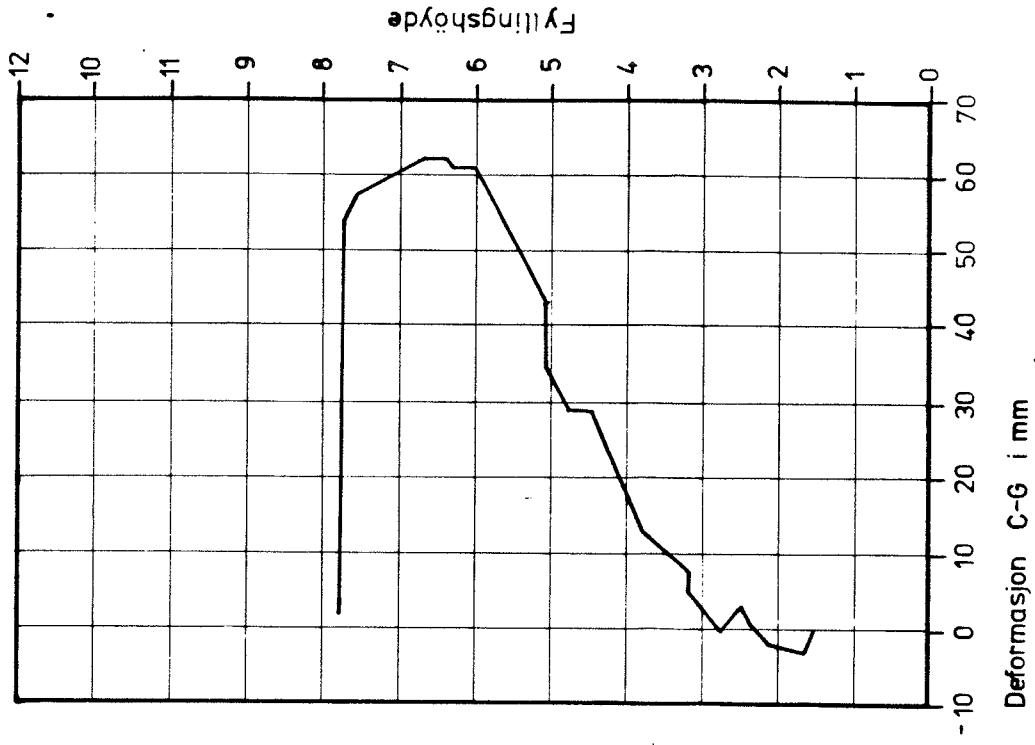
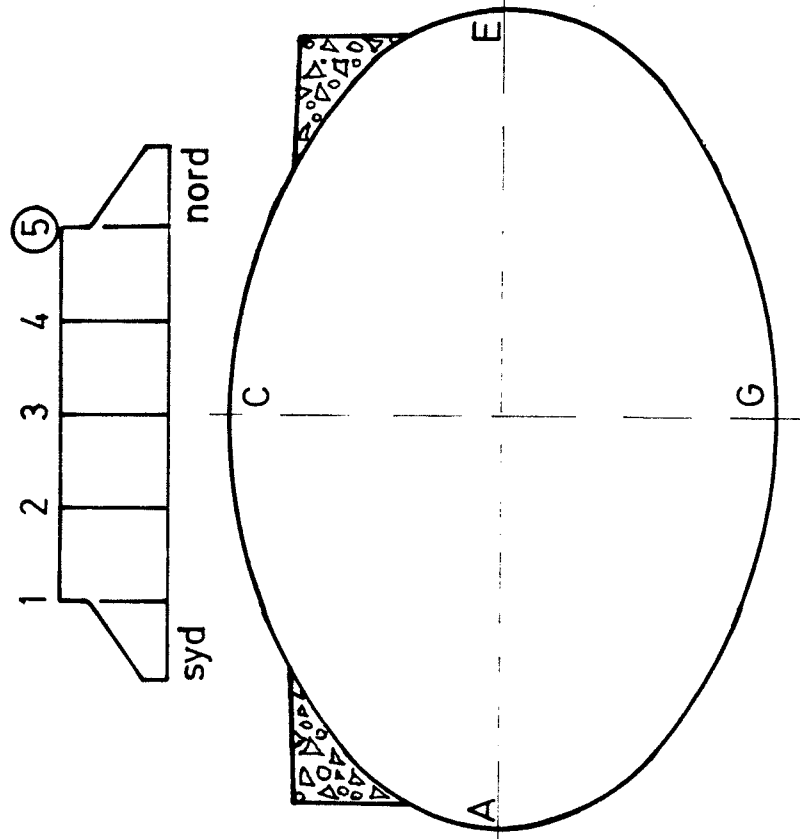
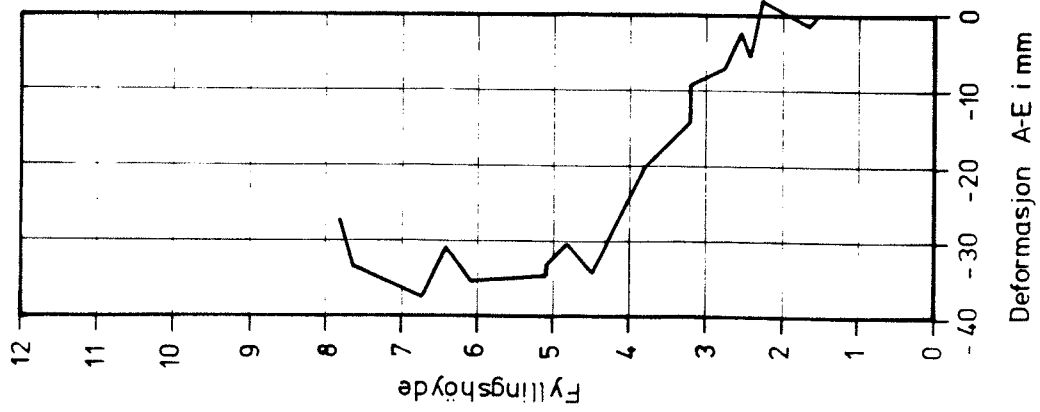
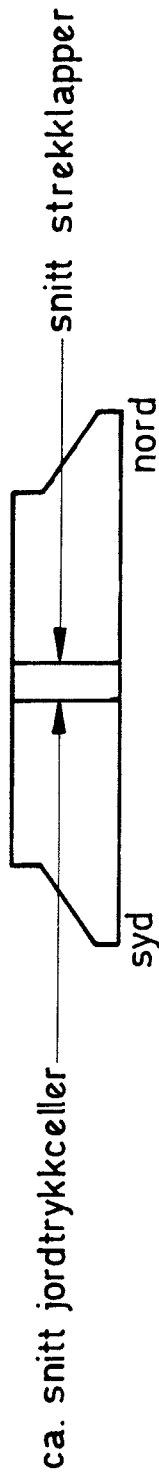


FIG.8 DEFORMASJONER UNDER TILBAKEFYLLING

PLASSERING AV JORDTRYKKCELLER
OG STREKKLAPPER.



- 8

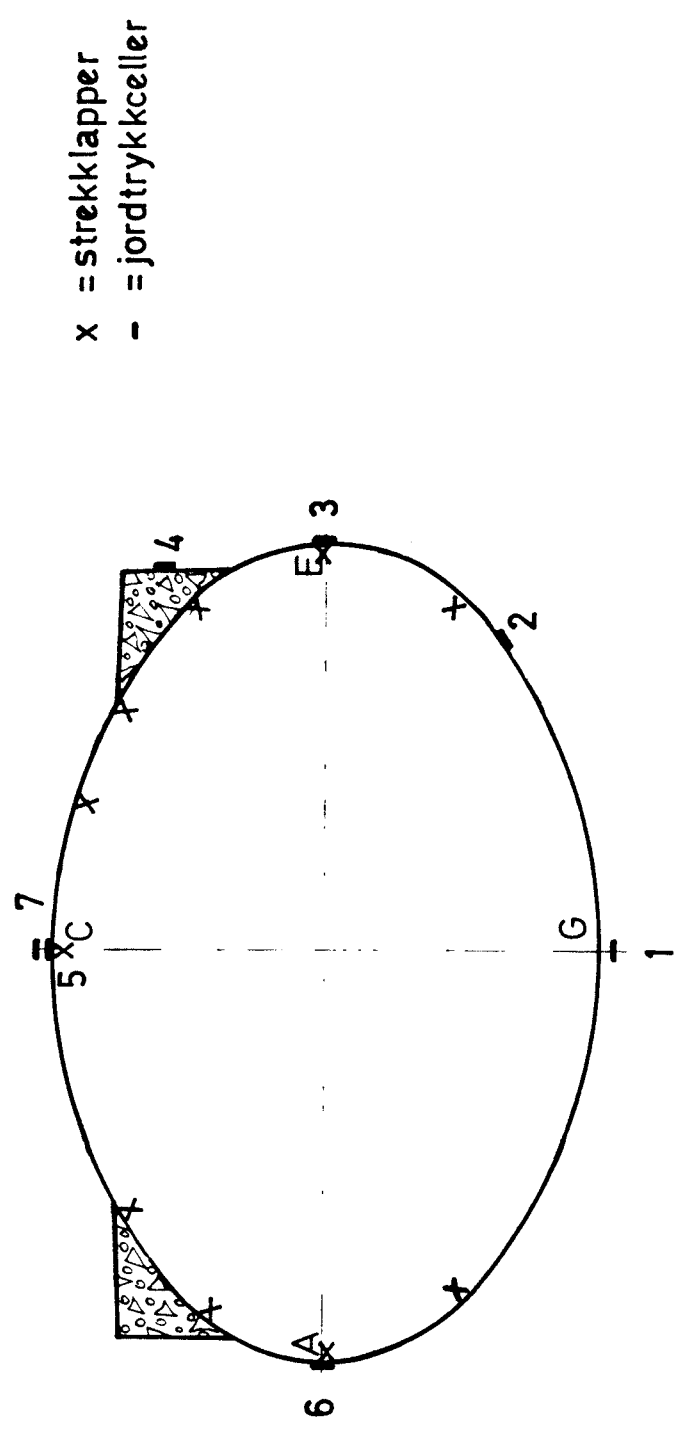
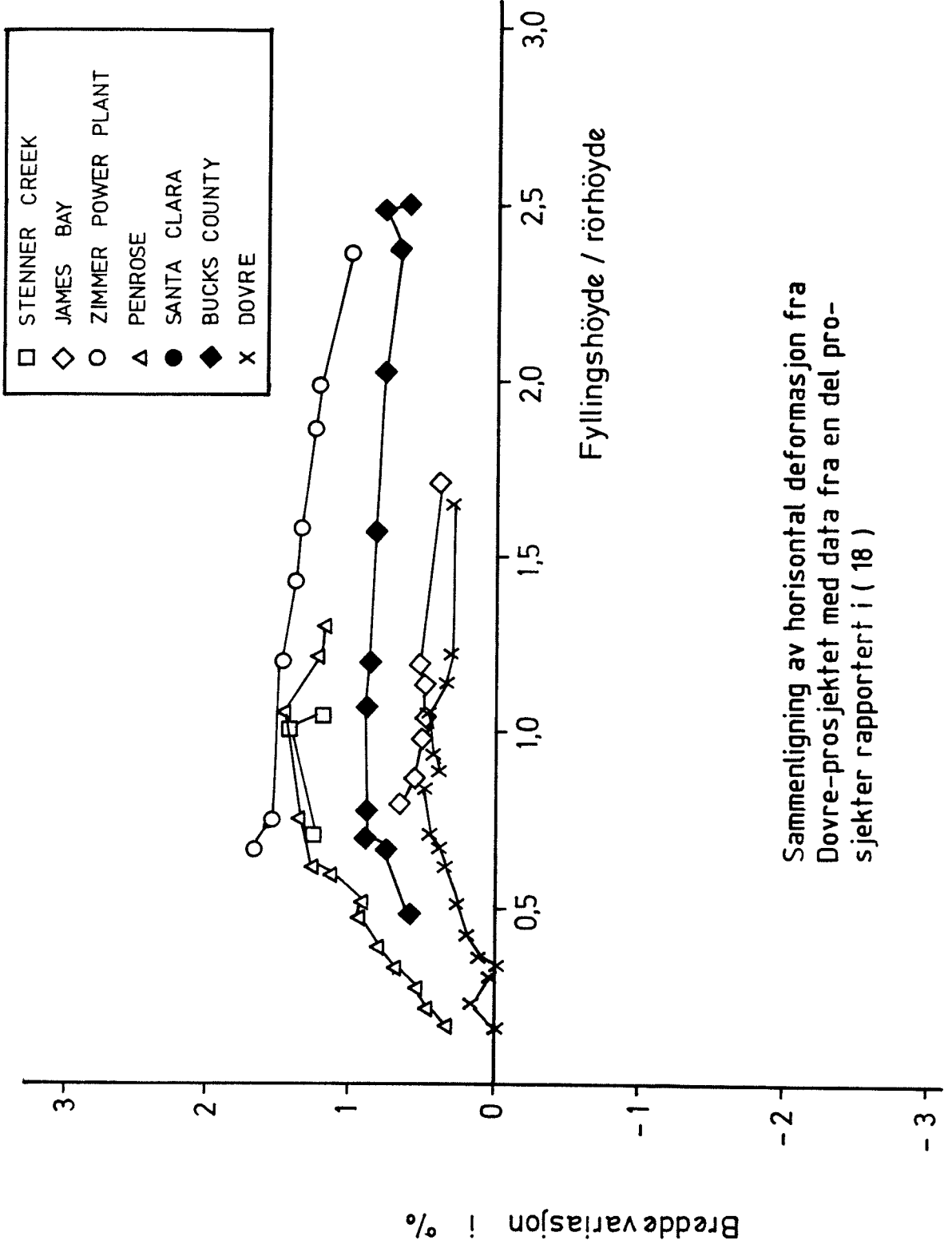


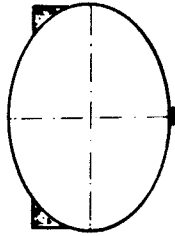
FIG.11



Sammenligning av horisontal deformasjon fra Dovre-prosjektet med data fra en del prosjekter rapportert i (18)

FIG.10

SUPER-SPENN DOVRE



skisse

Celle 1

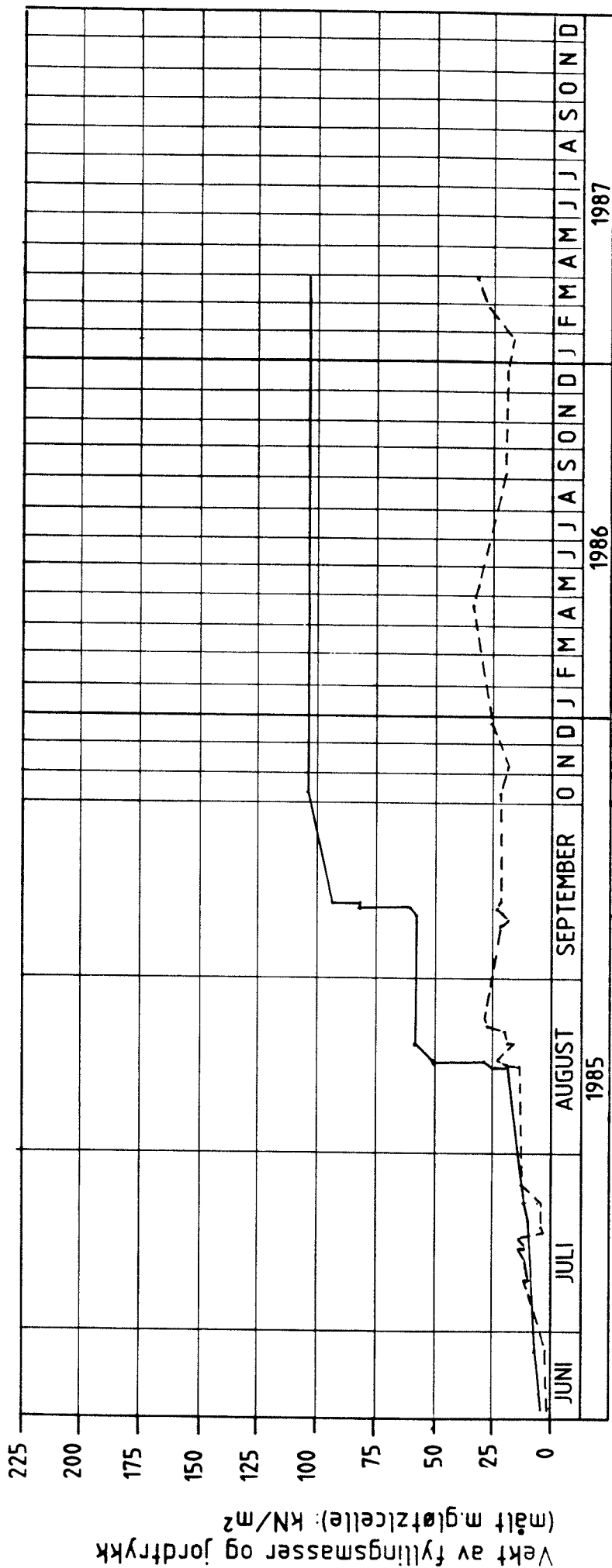
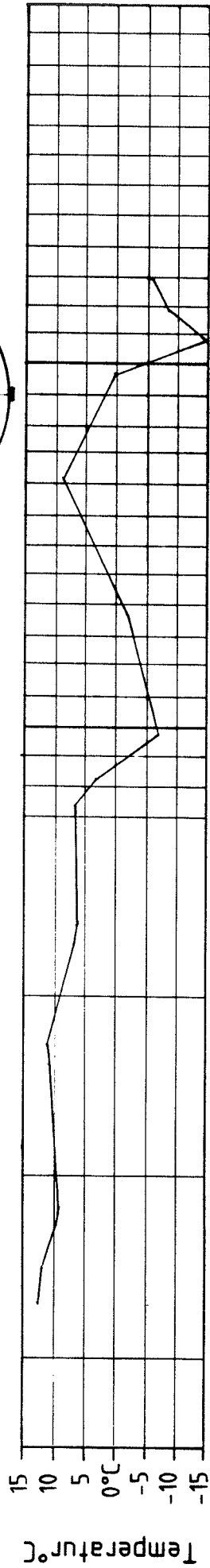
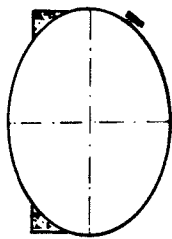


FIG. 12
 — vekt av rør og fyllingsmasser (fordelt på 10,8m bæreflate)
 - - - jordtrykk

SUPER-SPENN DOVRE



skisse

Celle 2

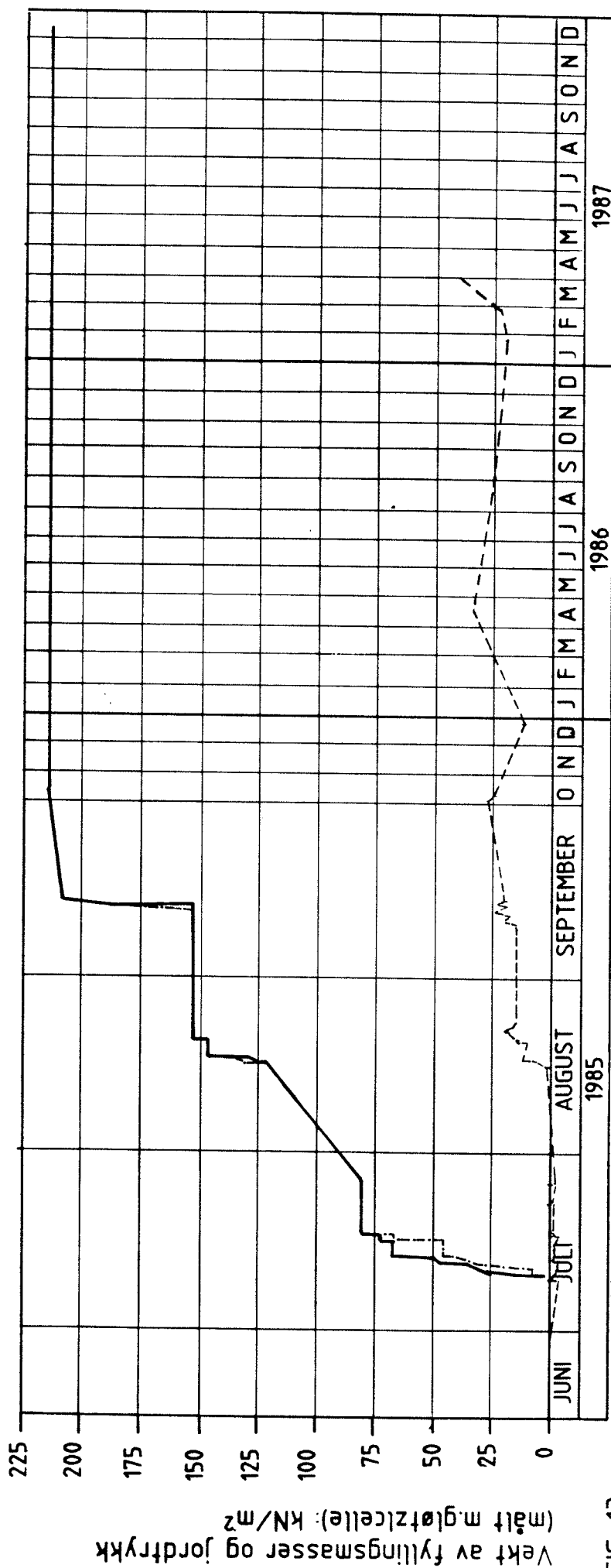
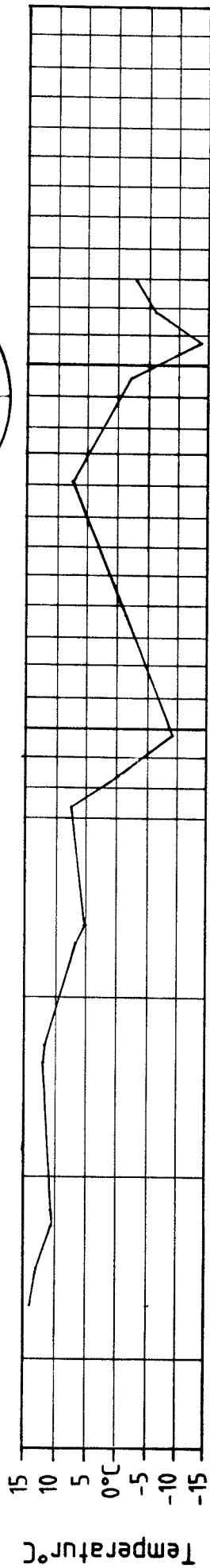
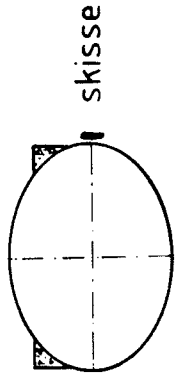


FIG. 13
 — vekt av fyllingsmasser, samme side som celle
 - - - - - jordtrykk (målt m. gløtzlcelle)
 - · - · - vekt av fyllingsmasser, andre side av røret

SUPER-SPENN DOVRE



Celle 3

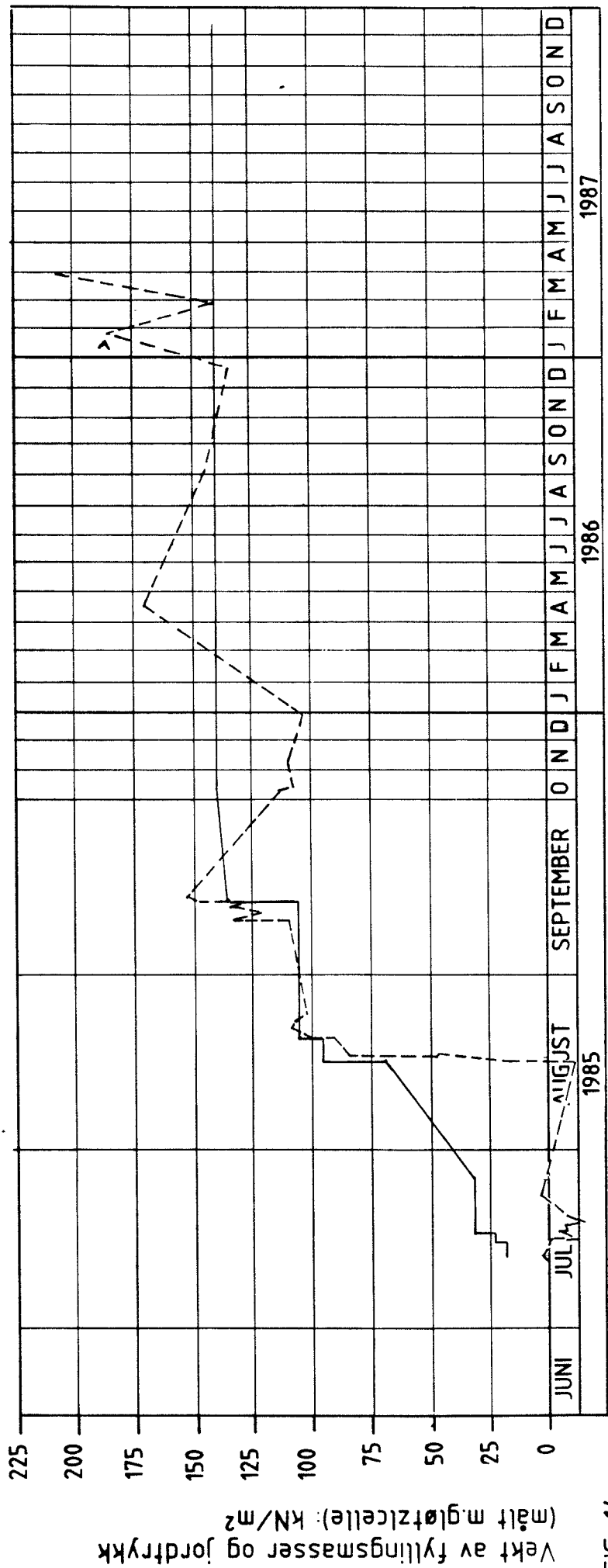
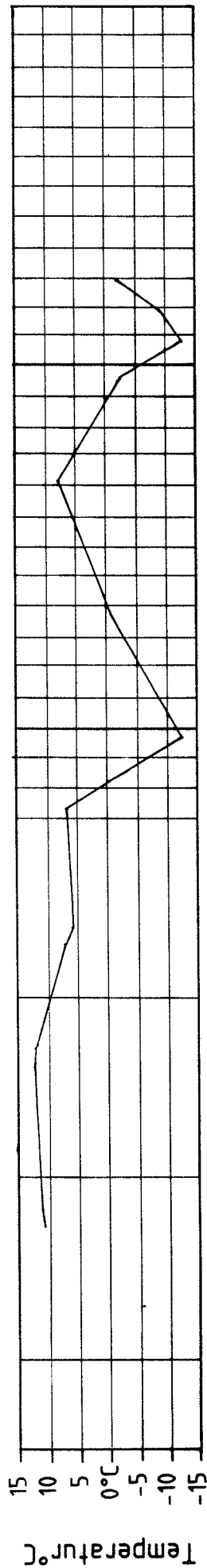
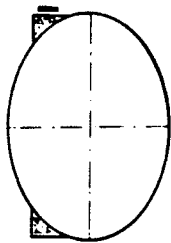


FIG. 14

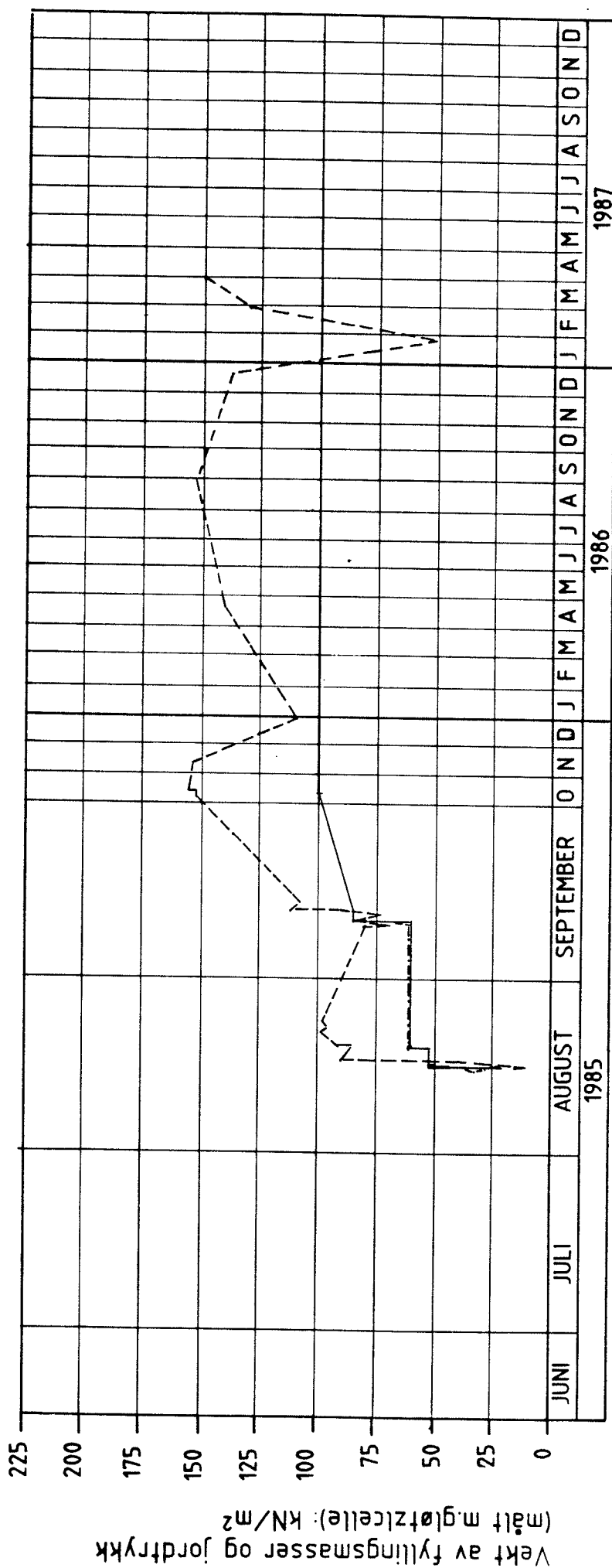
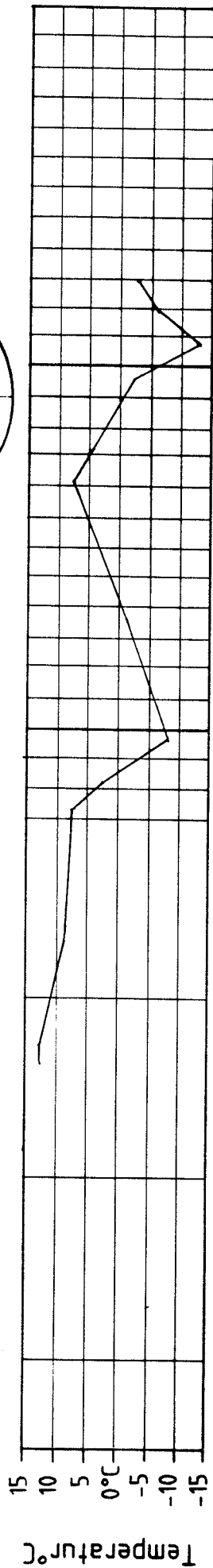
— vekt av fyllmasser - - - - - jordtrykk

SUPER-SPENN DOVRE



skisse

Celle 4

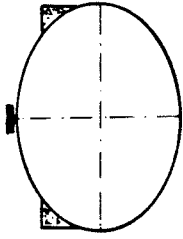


— vekt av fyllingsmasser, samme side som celle
 - - - - - jordtrykk (målt m. gløtzcelle)
 - - - - - vekt av fyllingsmasser, andre side av røret

FIG. 15

SUPER-SPENN DOVRE

skisse



Celle 5

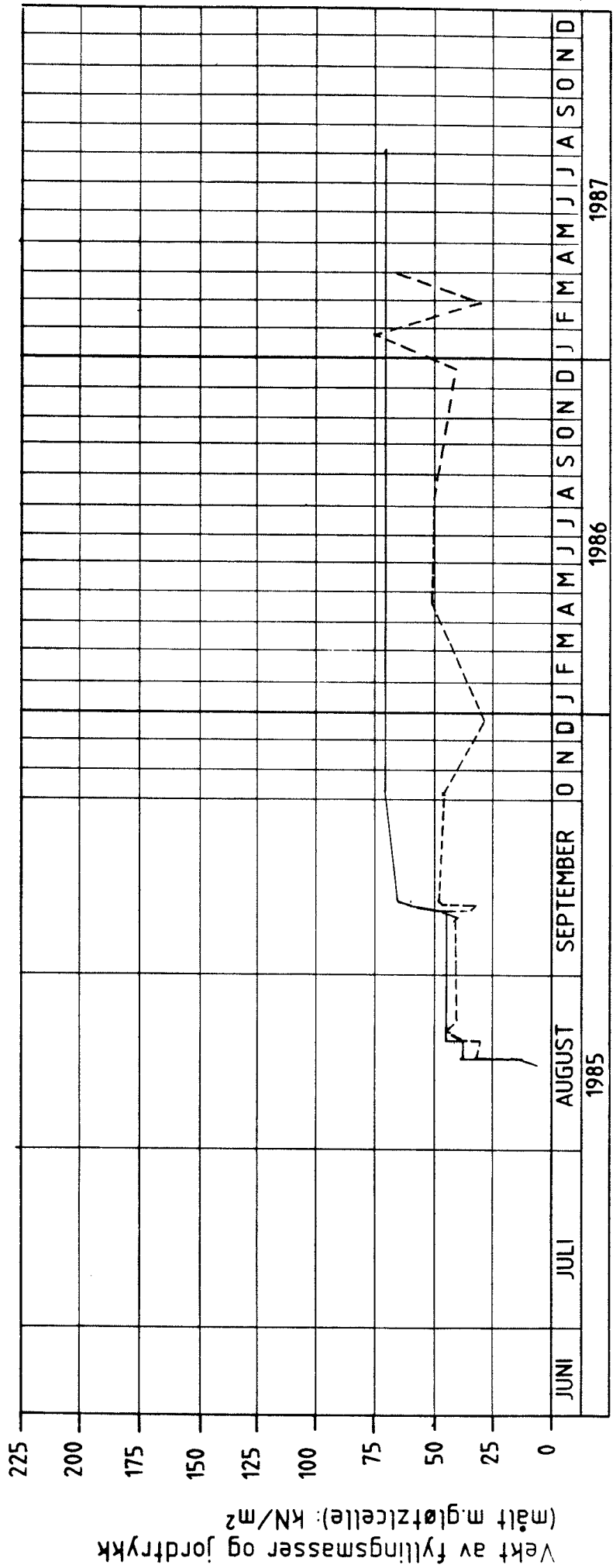
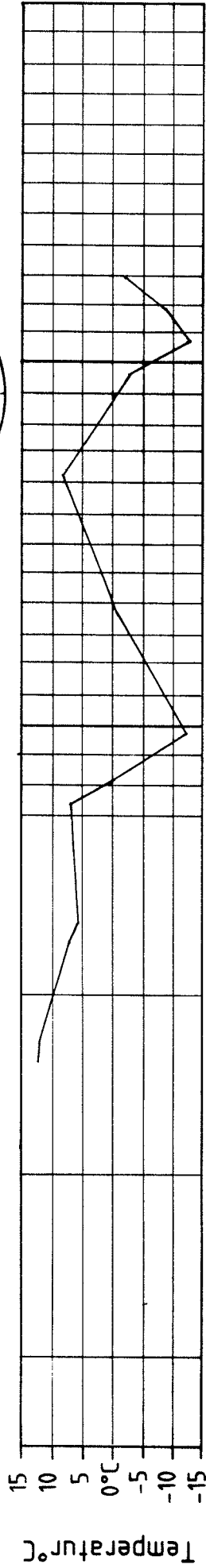
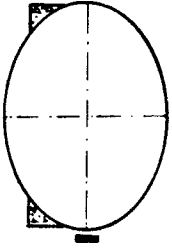


FIG. 16

— vekt av fyllingsmasser

----- jordtrykk

SUPER-SPENN DOVRE



skisse

Celle 6

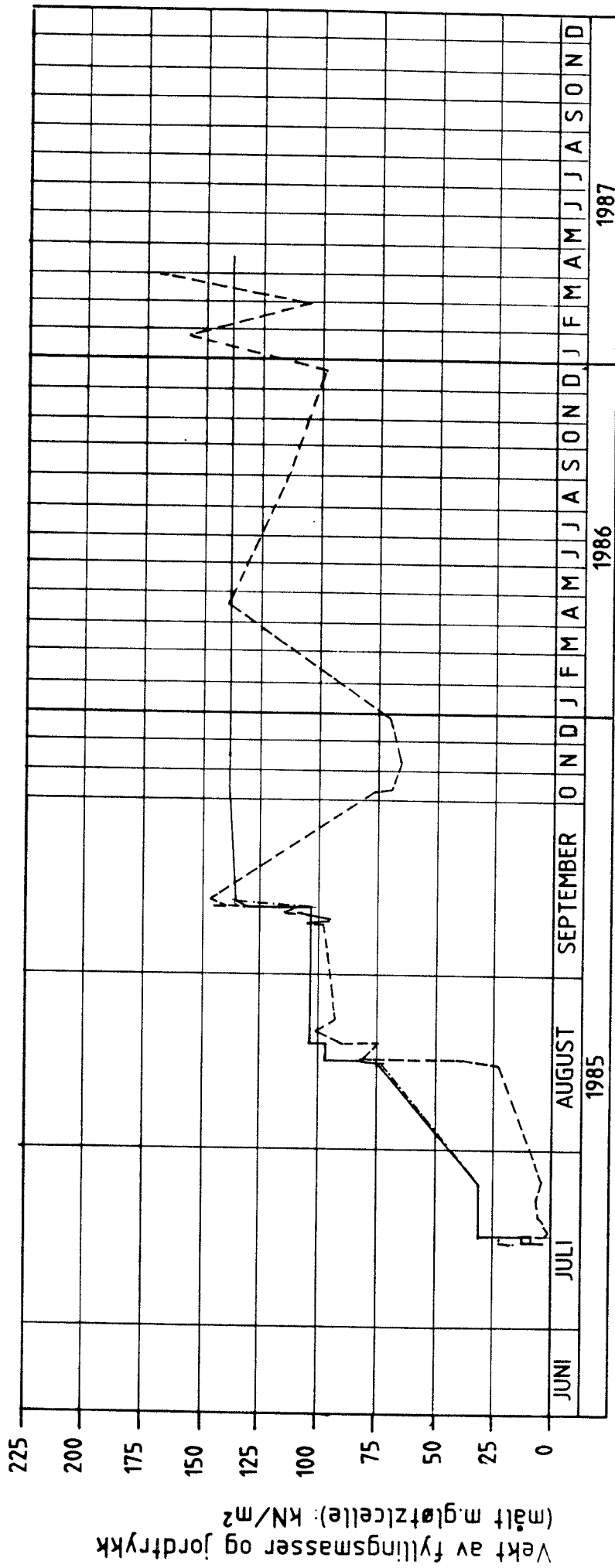
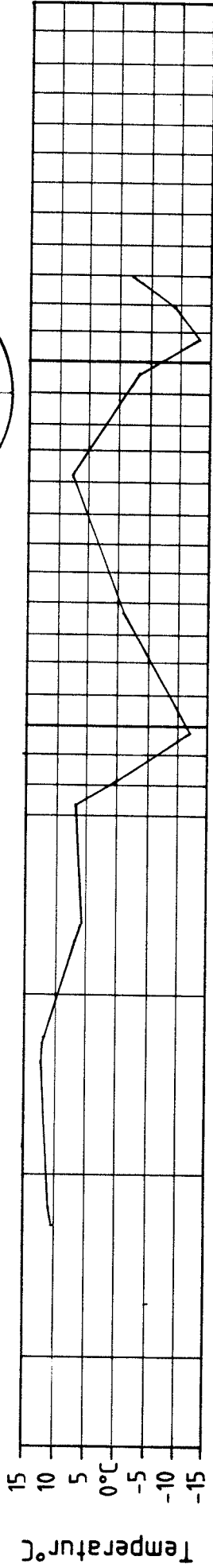
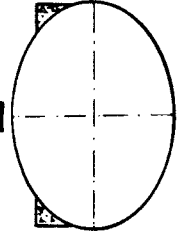


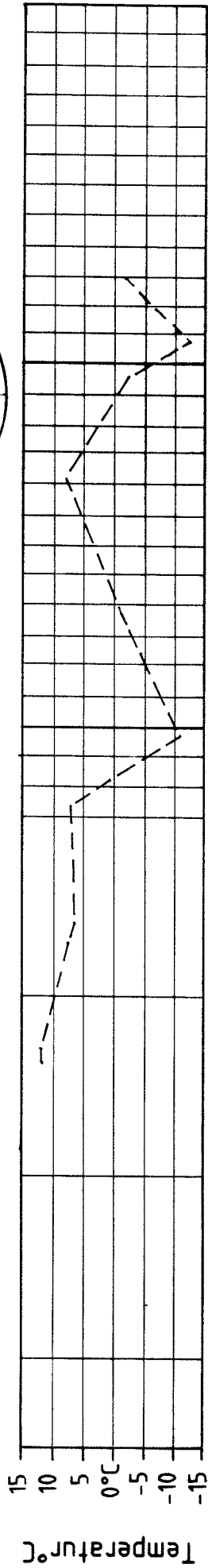
FIG. 17
 — vekt av fyllingsmasser, samme side som celle
 - - - - - jordtrykk (målt m. gløtzicelle)
 - · - · - vekt av fyllingsmasser, andre side av røret

SUPER-SPENN DOVRE

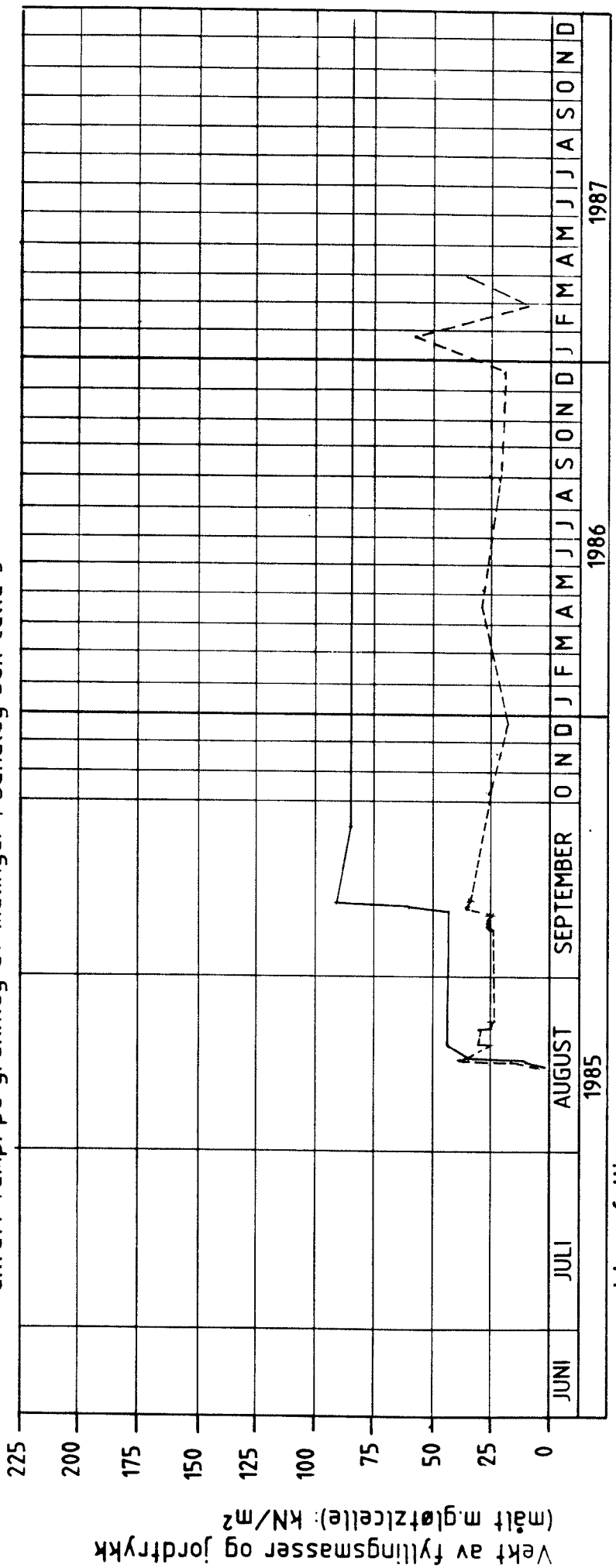


skisse

Celle 7



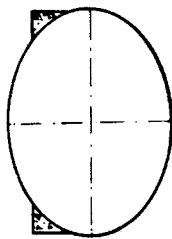
----- antatt temp. på grunnlag av målinger i sandlag bak celle 3



— vekt av fyllingsmasser
 - - - jordtrykk

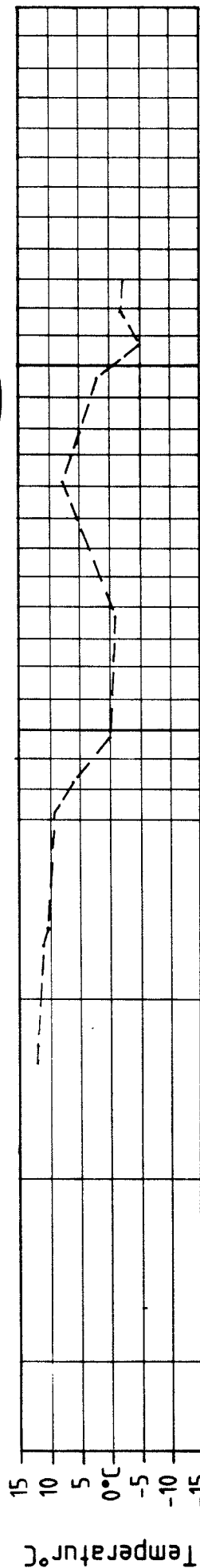
FIG. 18

SUPER-SPENN DOVRE

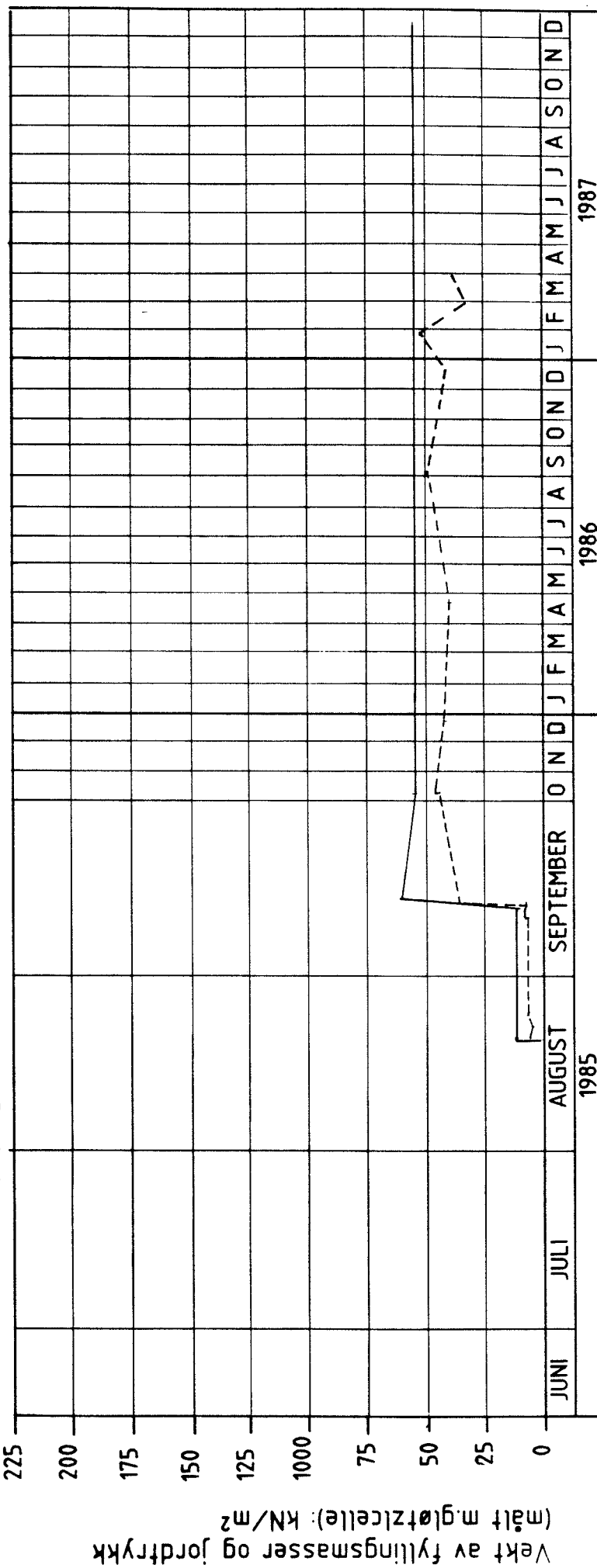


skisse

Celle 8



----- antatt temp. på gr.lag av målinger i sandlag bak celle 3



— vekt av fyllingsmasser
 - - - - - jordtrykk (målt m gløtzceller)

FIG. 19

Jordtrykk mot konstruksjon (ferdig oppfyllt) Målt med gløtzceller.

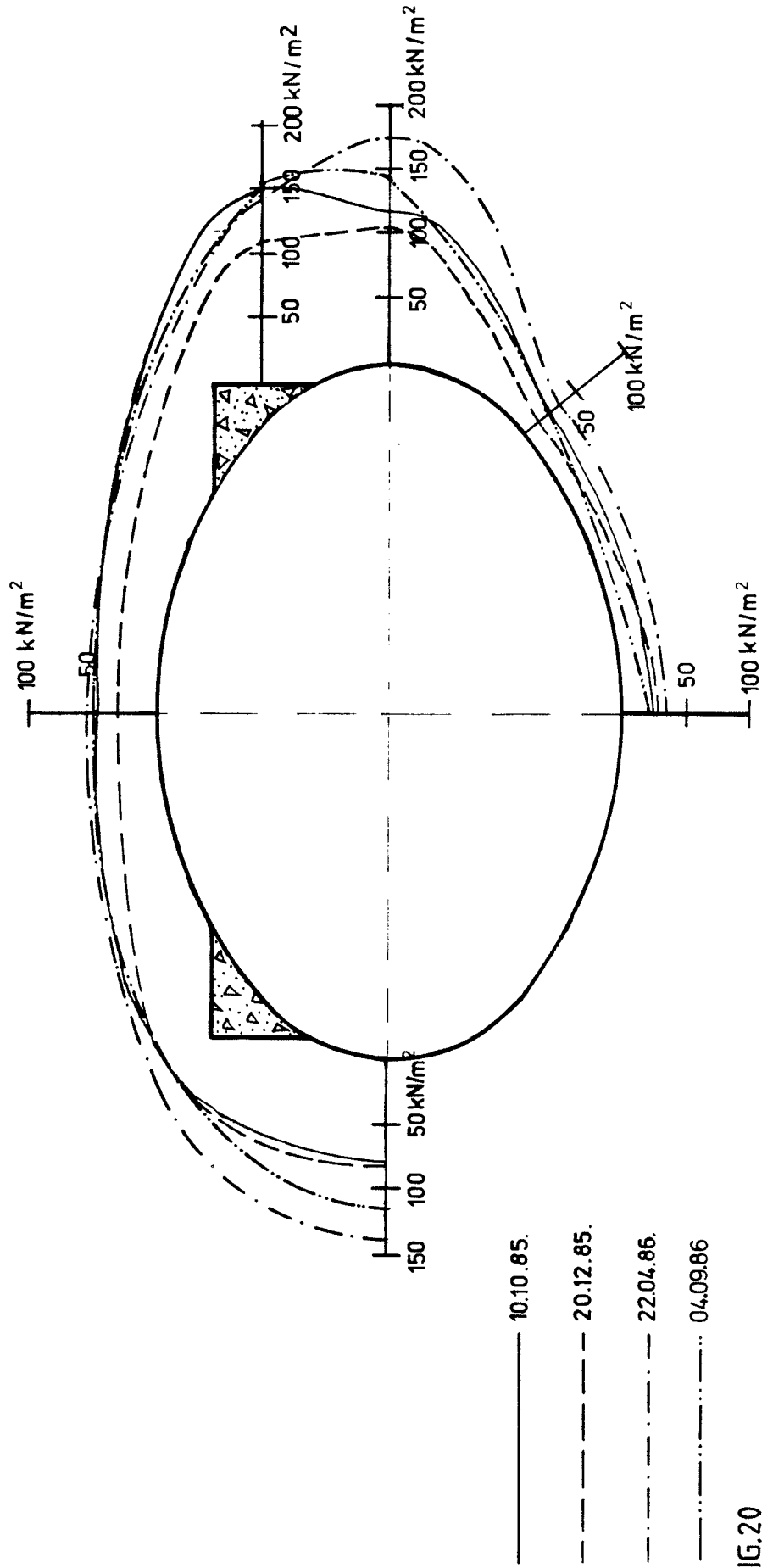
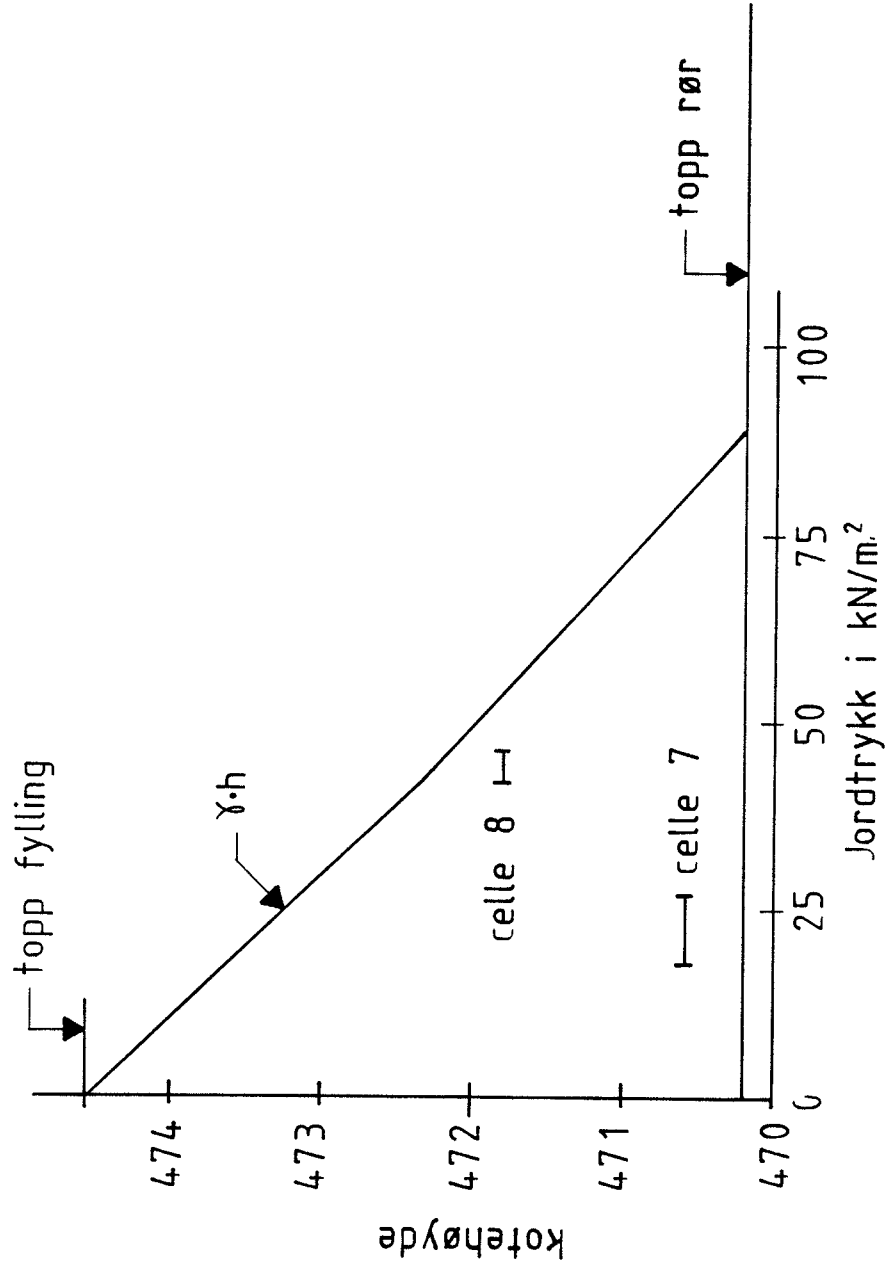


FIG.20

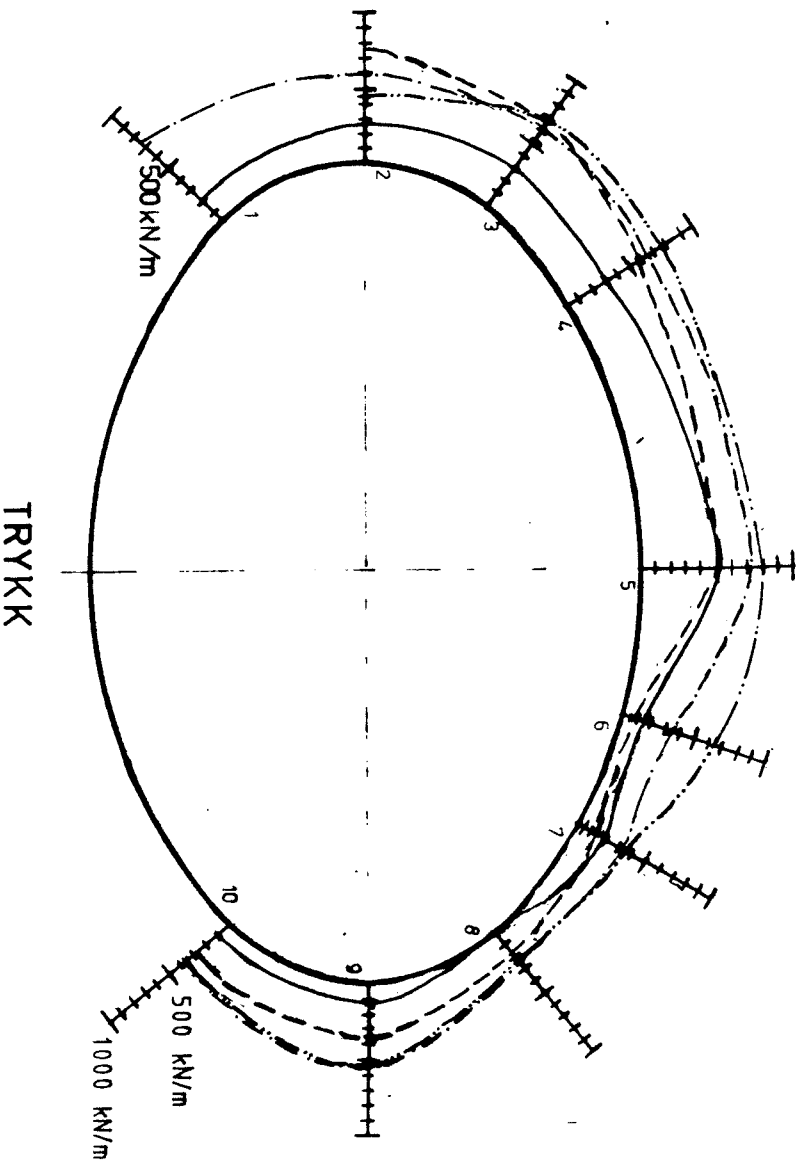
SUPER-SPENN DOVRE



Sammenligning mellom målt vertikalltrykk og beregnet vertikalltrykk.

FIG.21

TRYKKRAFT I STÅLHVELVET
MÅLT MED STREKKLAPPER



- 10.10.85.
- - - 20.12.85.
- · - · 22.04.86
- · - · - · 04.09.86

FIG.22

MOMENT I STÅLHVELVET MÅLT
MED STREKKLAPPER

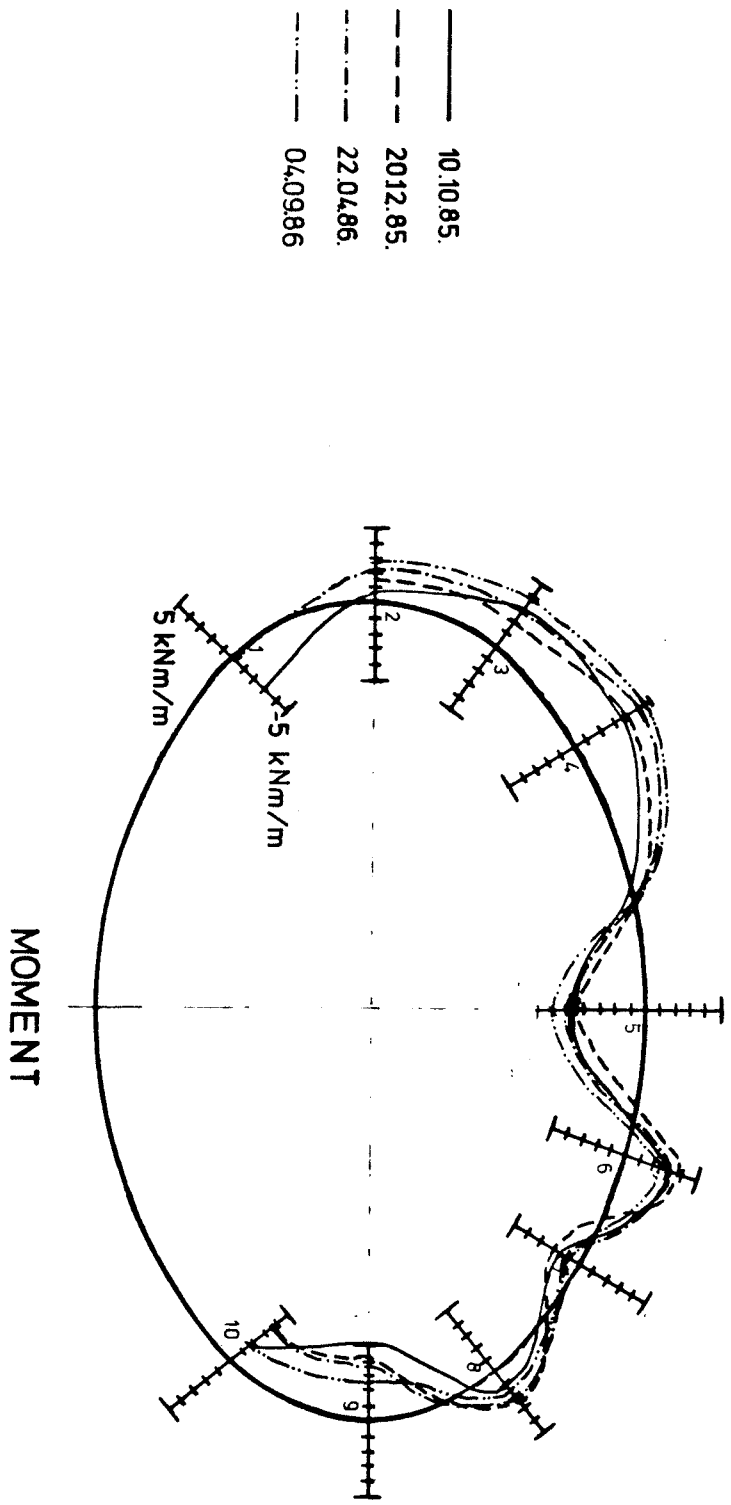
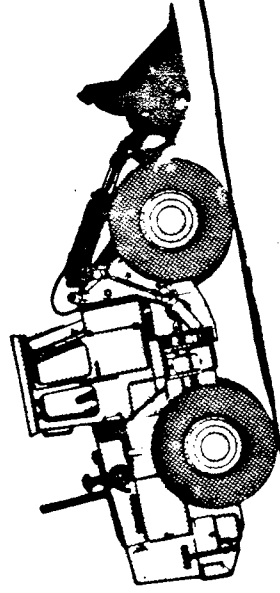
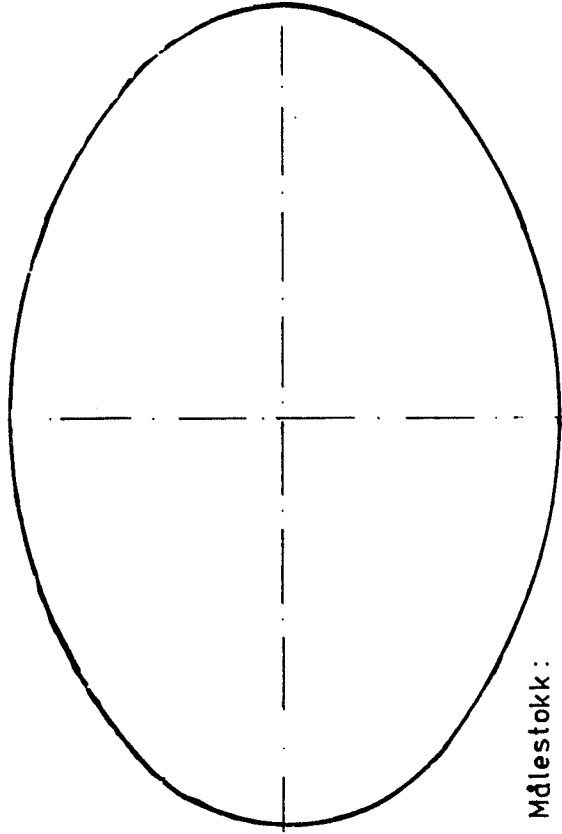


FIG.23

Fyllingshöjde ved "trafikk last" forsök



472
471
470



Målestokk:
1:100

FIG.24

PLASSERING AV HJULLASTER VED "TRAFIKK LAST" FORSÖK

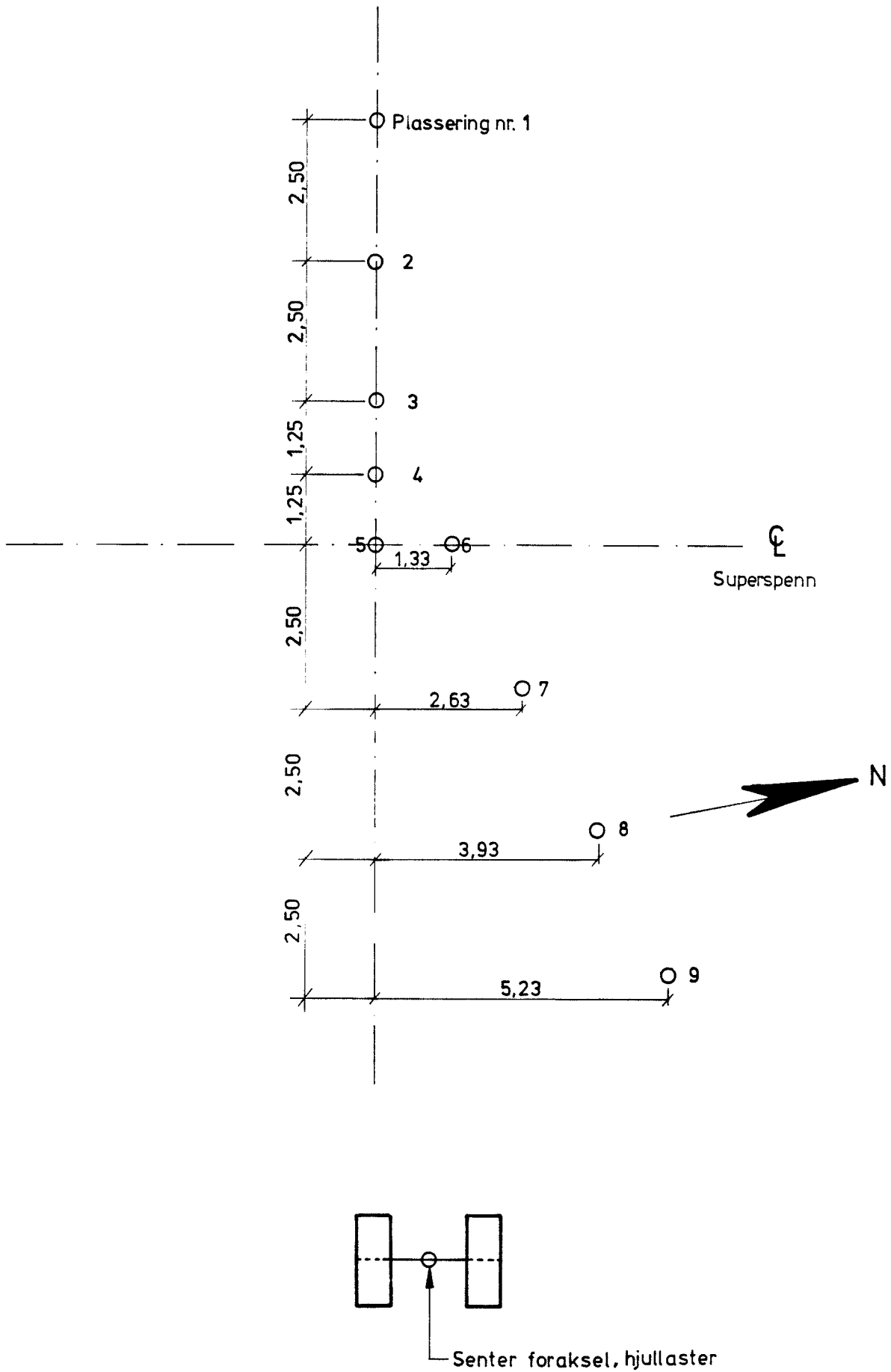


FIG.25