



Bergvesenet

Postboks 3021, 7002 Trondheim

Rapportarkivet

Bergvesenet rapport nr BV 1444	Intern Journal nr	Internt arkiv nr	Rapport lokalisering Trondheim	Gradering
Kommer fra ..arkiv	Ekstern rapport nr	Oversendt fra	Fortrolig pga	Fortrolig fra dato:
Tittel Bergtrykksmålinger i Astrupområdet 24/1 - 27/1 1983				
Forfatter Arne Myrvang		Dato 28.02 1983	Bedrift NTH	
Kommune Meldal	Fylke Sør-Trøndelag	Bergdistrikt Trondheimske	1: 50 000 kartblad	1: 250 000 kartblad
Fagområde Geoteknikk	Dokument type		Forekomster	
Råstofftype	Emneord			
Sammendrag				

T.Ø.
Antt.

angitt i vedr. Age

R A P P O R T

VEDRØRENDE

BERGTRYKKSMÅLINGER I ASTRUPOMRÅDET 24/1-27/1 1983

TRONDHEIM, FEBRUAR 1983

I. GENERELT

De målinger som er foretatt nå er en oppfølging av målinger foretatt i 1978 og tidligere. I de senere år er det foretatt en betydning pilarrøving i området. Bl.a. er store deler av pilaren mellom H 7 og H 8 røvet. Dette har resultert i et åpent rom med areal ca. 40 x 40 m. Dette kan ha forårsaket spenningsøkninger i området nedenfor. Plassering av målehullene ble fastlagt av undertegnede i samarbeid med T. Østbye ved befaring den 14.01.83. Målingene er utført av Bergmekanikklaboratoriets målelag.

II. MÅLESTEDER

Det er målt på to steder i Strosse H 9 (bilag 1).

Målested_1 ligger midt i taket av H 9 i profil 212. Målehullet er boret vertikalt oppover. Bergarten er massiv kis med noe oppsprekking, og måleforholdene var gode. Det er målt med todimensjonale måleceller (doorstoppers). Disse vil gi spenningene i et plan parallelt taket.

Målested_2 ligger i pilaren mellom H 9 og H 10. Målehullet er boret tilnærmet horisontalt tvers gjennom pilaren. Bergarten er massiv kis, og måleforholdene var gode. Det er også her målt med todimensjonale måleceller, som vil gi spenningene i et vertikallplan parallelt pilarenes lengderetning.

III. MÅLERESULTATER OG VURDERING AV DISSE

Målested_1: Det er her foretatt 7 enkeltmålinger i hulldyp 0.2 m - 3.25 m. Måleresultatene er satt opp i tabell 1 sammen med bergartens mekaniske egenskaper. Spenningene er beregnet på grunnlag av middelveiden av de elastiske konstanter. Resultatet av spenningsberegningen er også satt opp i tabell 1. Hovedspenningene er videre plottet som funksjon av hullengden i bilag 2. Av tabell 1 og bilag 2 vil det fremgå at største hovedspenning σ_1 varierer

mellom 300 kp/cm^2 og 31 kp/cm^2 med middel 127 kp/cm^2 . Det vil fremgå at σ_1 viser avtakende tendens oppover i hullet for deretter å stige igjen med maksimalverdi innerst. Dette har antakelig sammenheng med varierende oppsprekking. Minste hovedspenning σ_2 varierer mellom 77 kp/cm^2 og 0 kp/cm^2 med middel 30 kp/cm^2 . σ_2 viser grovt sett en tilsvarende variasjon som σ_1 .

Hovedspenningsretningene er tegnet inn på bilag 1. Største hovedspenning danner ca. 20° med lengdeaksen som vist. Tidligere tredimensjonale målinger på nivå 930 viser tilnærmet samme retning for horisontalspenningene (se f.eks. rapport av desember 1978). Tidligere målinger i taket av strosse HB (rapport av september 1974) viser samme tendens med største spenning parallell lengdeaksen. Strosse HB er imidlertid vridd noe mer Ø-V, hvilket betyr praktisk talt samme orientering av spenningene også her. Spenningsverdiene er imidlertid betydelig lavere og minste hovedspenning er sogar en svak strekkspenning.

Fra et bergmekanisk synspunkt viser derfor målingene i H 9 et betydelig gunstigere spenningsbilde i taket enn i HB.

Målested 2: Det er her foretatt 5 enkeltmålinger i hulldyp 0.5 m - 5.5 m. Pilaren ble gjennomboret på 6.5 m. Måleresultatene er satt opp i tabell 2 sammen med bergartens mekaniske egenskaper. Spenningene er beregnet på grunnlag av middelverdiene av de målte tøyninger. Resultatet av spenningsberegningen er også satt opp i tabell 2. Hovedspenningene er videre plottet som funksjon av hullengden i bilag 3. Av tabell 2 og bilag 3 vil det fremgå at største hovedspenning varierer mellom 734 kp/cm^2 og 396 kp/cm^2 . Fordelingen gjennom pilaren følger et helt normalt mønster, med maksimum ut mot det bredeste rommet, minimum inne i pilaren og et mindre "maksimum" ut mot det smaleste rommet. Gjennomsnittlig er største spenning praktisk talt vertikal.

Minste hovedspenning σ_2 varierer mellom -53 kp/cm^2 (ytterst) og 234 kp/cm^2 og viser en mer tilfeldig variasjon enn σ_1 . Middelverdien er 79 kp/cm^2 , dvs. at en har en god "innspenning" i pilarens lengderetning. (Dette stemmer forøvrig godt med at største hovedspenning i taket er tilnærmet parallelt rommets lengdeakse).

Tidligere pilarmålinger mellom HB og HC og mellom HB og H 1 viser tildels betydelig høyere maksimalspenninger, henholdsvis 1370 kp/cm² og 980 kp/cm². Her hadde rommene full bredde på begge sider av pilarene. Pilaren mellom HB og HC hadde dessuten en klar strekkspenning i lengderetningen.

Totalt sett har en altså en gunstigere spenningssituasjon i strosse H 9 enn f.eks. i HB. Kisen i pilaren har en midlere trykkfasthet på 3710 kp/cm². Sammenlignet med høyeste målte spenning gir dette en sikkerhetsfaktor

$$f = \frac{3710}{734} = 5.05$$

hvilket under de rådende forhold er meget tilfredsstillende.

Utdrivingen ovenfor H 9 ser derfor ikke ut til å ha påvirket forholdene lenger ned merkbart. Dette kan ha sammenheng med at strossene delvis er forskjøvet i forhold til hverandre både i horisontal- og vertikalplanet. En stor del av de spenninger som er frigjort kan derfor være overført til sideberget. Selv åpning av såpass store rom som H 7/H 8 ser ikke ut til å påvirke forholdene i strossen nedenfor alvorlig.

Visuell inspeksjon av strosse H7/H 8 viser liten innrasing fra hengen i det store rommet. Horisontalkreftene er derfor sannsynligvis høye nok til å gi et stabilt hvelv selv med 40 m spennvidde. De tilstøtende pilarene ser heller ikke ut til å være ekstremt høyt belastet etter røving av pilar H 7/H 8.

Ut fra de foreliggende data fra denne måling og tidligere målinger er det sannsynlig at en ikke får store endringer videre nedover i forekomsten.

Strosse HB er planlagt lagt i vinkel med strosse H 12 som vist på bilag 4. En kan forvente omtrent samme størrelse og retning av de horisontale spenninger her som tidligere, med god mulighet for

tilfredsstillende forspenning av taket. På planen er det lagt opp til en strossebredde på opptil 25 m. En slik bredde er antakelig mulig. Imidlertid er det neppe tilrådelig å åpne en 25 m bred borskive. Det anbefales ikke at borskiver drives bredere enn 16 m. En mulig løsning kan være å drive to skiver med ca. 10 m bredde med en langsgående pilar i midten.

Området nedenfor H 12/H 12 er planlagt som rom og pilarfelt. På planen er det antydnet sirkulære pilarer med diameter 8 m og senteravstand 20 m. Hvis "skattepliktig areal"-metoden brukes (bilag 5) vil dette gi følgende midlere spenning i pilaren:

$$\sigma_p = \frac{A_t}{A_p} \cdot \sigma_v = \frac{400}{50} = 8 \sigma_v$$

der A_t = "skattepliktig" areal

A_p = pilarareal

σ_v = vertikalspenning

Målinger forskjellige steder i området har gitt en midlere $\sigma_v = 260 \text{ kp/cm}^2$. Dette vil gi

$$\sigma_p = 8 \cdot 260 = 2080 \text{ kp/cm}^2$$

Hvis en istedet tenker seg kvadratiske pilarer med sidekant 8 m vil en få

$$\sigma_p = \frac{400}{64} = 6.25 \sigma_v$$

som vil gi

$$\sigma_p = 6.25 \cdot 260 = 1625 \text{ kp/cm}^2$$

Midlere trykkfasthet fra 5 lokaliteter i malm er $\sigma_c = 3175 \text{ kp/cm}^2$. Samholdt med de beregnede pilarspenninger, gir dette følgende sikkerhetsfaktorer:

$$\text{Sirkulære pilarer} \quad f = \frac{\sigma_c}{\sigma_p} = \frac{3175}{2080} = 1,53$$

$$\text{Kvadratiske pilarer} \quad f = \frac{3175}{1625} = 1,95$$

Dette er relativt lave sikkerhetsfaktorer. Generelt bør sikkerhetsfaktoren antakelig ikke være lavere enn 2. Dette er i en viss grad avhengig av høyden av pilarene. Pilarene nærmest opp til H 12/H 13 bør derfor ha større tverrsnitt enn i partier med mindre mektighet. Pilarene opp til H 12/H 13 vil også ha større "skattepliktig areal" og bør av den grunn også ha større tverrsnitt. Hvis en fastholder en sentralavstand på ca. 20 m kan en forslagsvis angi følgende tverrsnitt:

Mektige partier opp til H 12/H 13: $A_p = \text{ca. } 100 \text{ m}^2$.

Mindre mektige partier $A_p = \text{ca. } 65 \text{ m}^2$.

Spenningsmessig er sirkulære tverrsnitt gunstigere enn kvadratiske fordi en i hjørnene får høye spenningskonsentrasjoner.

Generelt gir "skattepliktig areal"-metoden ugunstig høye spenninger i pilarene, fordi en ikke tar hensyn til horisontalspenninger, innspenningseffekter og overføring av spenninger til sideberget. En etterrøving av pilarer på et senere tidspunkt kan derfor tenkes. Ellers kan pilarenes størrelse også vurderes ut fra tidligere erfaringer og erfaringer en eventuelt får under drift.

IV. BERGARTENS MEKANISKE EGENSKAPER

Som tidligere viser kisen meget høye verdier både på E-modul og trykkfasthet. Trykkfasthetsverdier opp til 4634 kp/cm^2 er målt. (Det høyeste som er målt ved Bergmekanikklaboratoriet. Antakelig bortimot verdensrekord!) Selv om kisen har et naturlig oppsprekkingsmønster, vil in-situ trykkfasthet i alle tilfelle være meget høy, slik at de høye pilarspenningene som er målt og beregnet i avsnittet foran kan aksepteres.

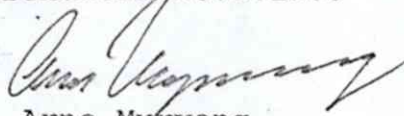
V. KONKLUSJON

Bergtrykksmålingene denne gang viser høye spenninger i pilaren

mellom strosse H 9 og H 10. Spenningsnivået er imidlertid noe lavere enn det som tidligere er målt i strosse HB. Videre viser målingene i taket av H 9 en gunstigere "forspenning" enn i HB. Spenningsretningene stemmer bra med det som tidligere er målt når det gjelder horisontalspenningene.

Røving av pilarer mellom strosser ser ikke ut til å influere strossene nedenfor nevneverdig. Dette kan skyldes at mye av kreftene overføres til sideberget. Drift videre nedover kan derfor fortsette som nå med en betydelig pilarrøving. Overgang til rom- og pilarbrytning medfører antakelig noe forskjell i pilardimensjon avhengig av mektighet. Ut fra en sikkerhetsfaktor på ca. 2 og sentralavstand på 20 m mellom pilarene foreslås et pilartverrsnitt på ca. 100 m^2 i de mektigste partier mot langhullsstrossene H 12 og H 13, mens en i de øvrige partier velger ca. 65 m^2 . Sirkulære pilarer ansees gunstigere enn kvadratiske. Ellers bør erfaringer fra tidligere rom- og pilarbrytning, og erfaringer som fås under drift utnyttes, f.eks. med henblikk på en etterrøving av pilarer.

Trondheim 28.2.1983

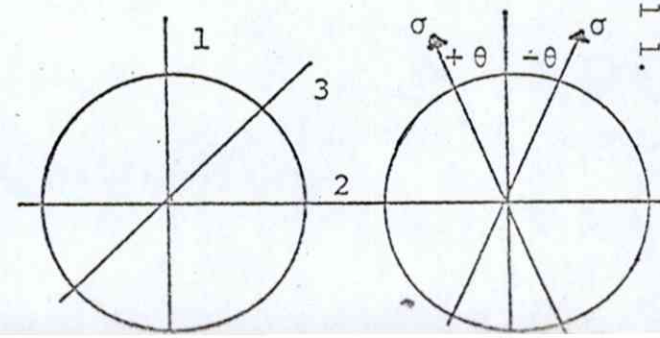


Arne Myrvang

dr.ing.

Tabell 1 . Målte tøyninger og beregnede hovedspenninger samt bergartens mekaniske egenskaper.
Tak strosse H 9.

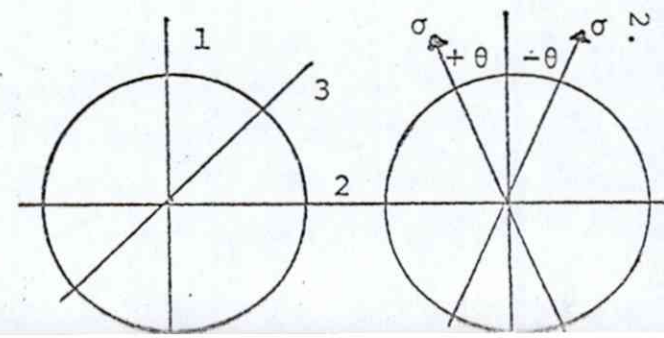
Hull- dyp m	Målte tøyninger microstrain			Hovedtøyn. microstrain		Hovedspenn. kp/cm ²		Vinkel θ °	E-modul 10 ⁶ kp/cm ²	Poissons forhold	Trykkfasth. kp/cm ²
	1	2	3	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2				
0,20	10	120	-10	158	-28	203	20	63,1	1,08	-	1934
0,75	30	80	70	84	26	123	66	105,5	1,83	0,32	1094
1,00	0	20	0	24	- 4	31	3	67,5	1,96	0,25	3320
1,50	0	20	0	24	- 4	31	3	67,5	1,56	0,25	3770
2,30	20	50	20	56	14	81	39	67,5	1,53	0,27	4561
2,50	-20	90	10	95	-25	120	0	77,8	-	-	-
3,25	30	190	30	223	- 3	300	77	67,5	-	-	-
Middel						127	30	69,4	1,61 ± 13%	0,23 ± 19%	2936 ± 47%



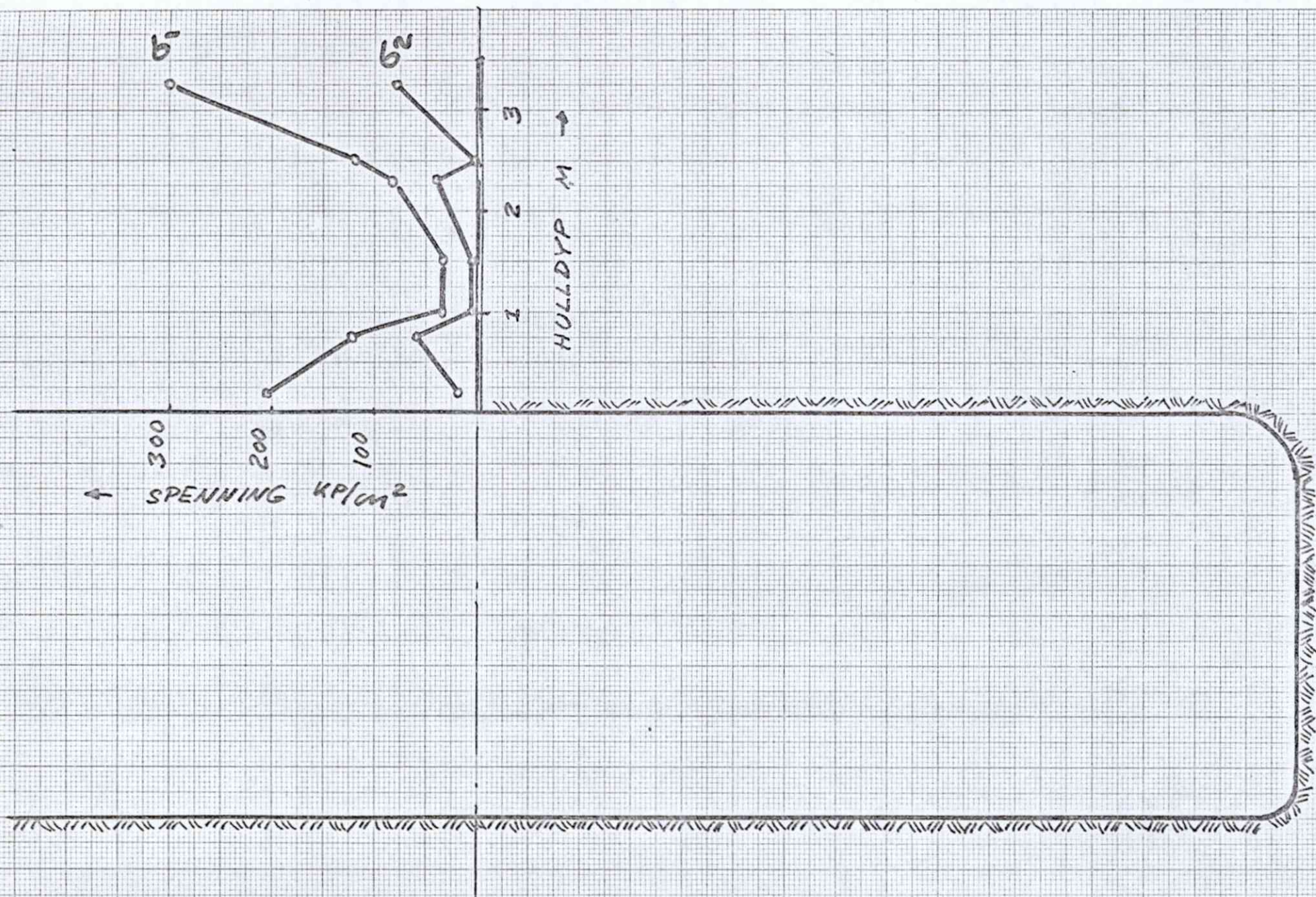
Tabell 1.

Tabell 2. Målte tøyninger og beregnede hovedspenninger samt bergartens mekaniske egenskaper.
Pilar mellom strosse 9 og 10.

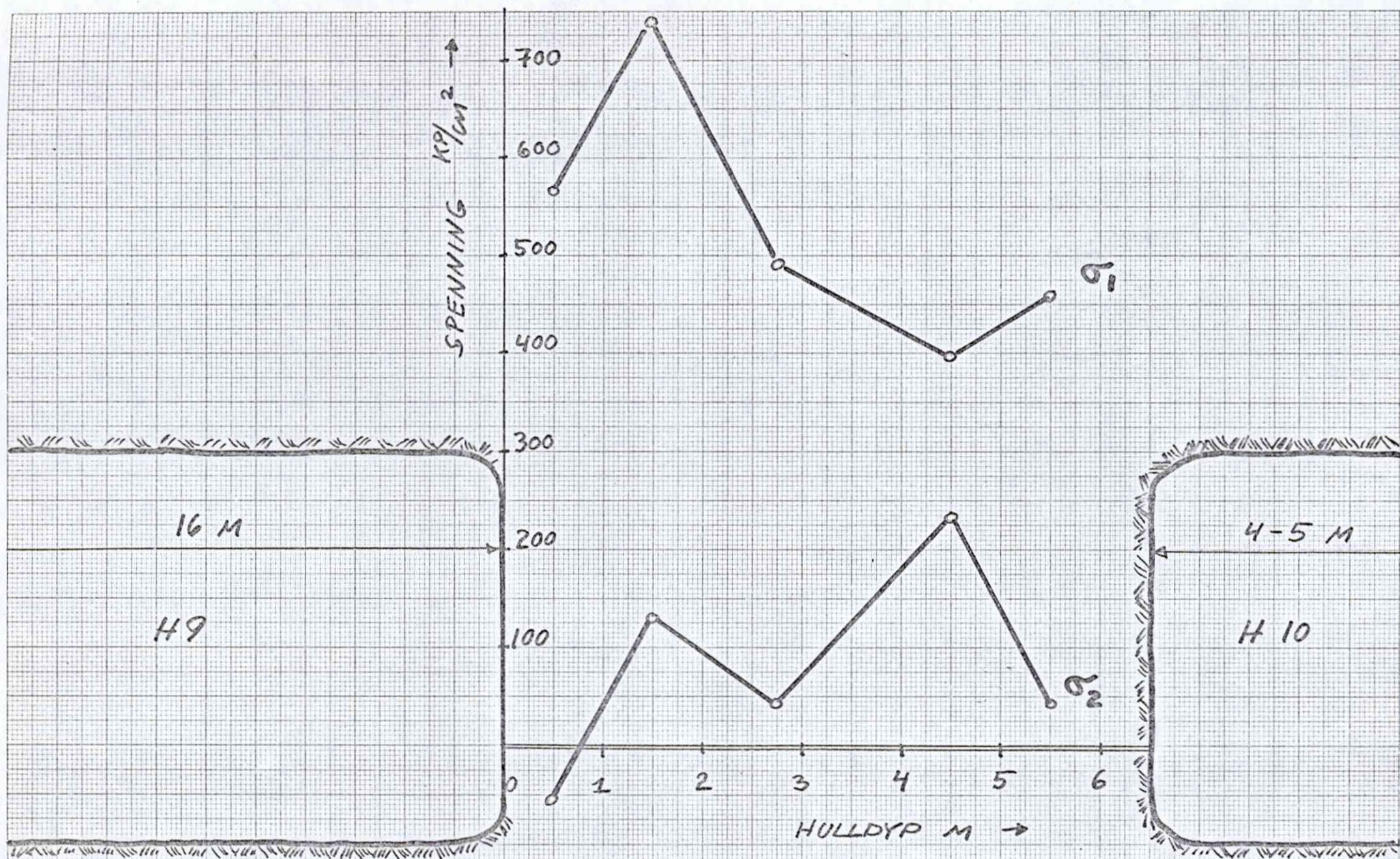
Hull- dyp m	Målte tøyninger microstrain			Hovedtøyn. microstrain		Hovedspenn. kp/cm ²		Vinkel θ °	E-modul 10 ⁶ kp/cm ²	Poissons forhold	Trykkfasth. kp/cm ²
	1	2	3	ϵ_1	ϵ_2	σ_1	σ_2				
0,50	450	-140	200	453	-143	567	-53	- 4,3	1,54	0,22	4123
1,50	550	- 30	230	552	- 32	734	129	3,0	1,71	0,22	2883
2,75	340	- 20	280	376	- 56	490	41	-16,8	1,90	0,17	3138
4,50	250	130	140	268	112	396	234	19,9	1,32	0,28	3773
5,50	310	- 10	270	350	- 50	457	41	-18,4	1,59	0,27	4634
6,50	gjennomsnitt										
Middel						529	79	- 3,3	1,61 ± 13%	0,23 ± 19%	3710 ± 19%



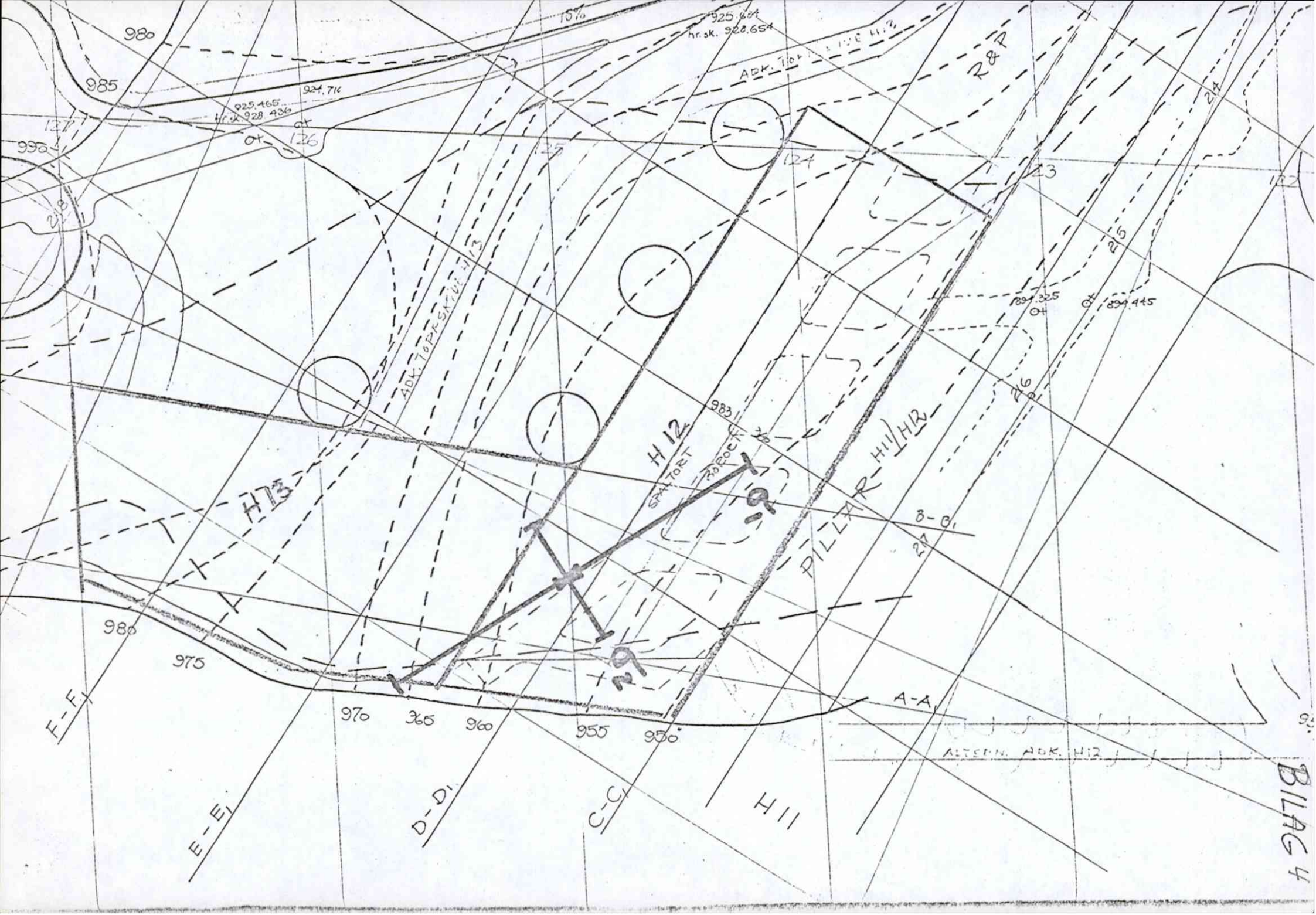


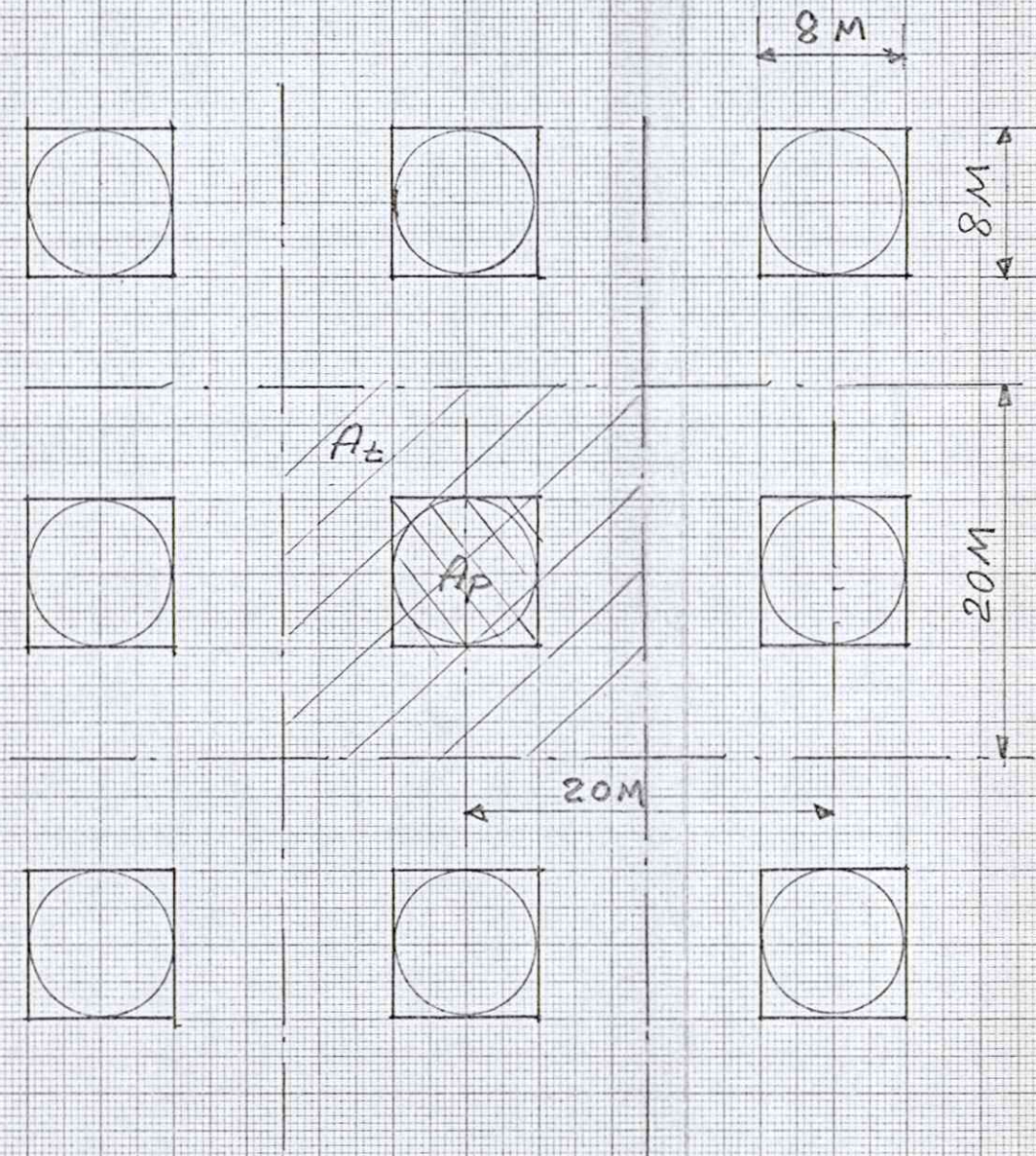


SPENNINGER I TAK STROSSE 9.



SPENNINGER I PILAR 9-10





"SKATTEPL. AREAL" $A_t = 20 \times 20 = 400 \text{ m}^2$

PILARAREA KVADR. $A_p = 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$

" — " SIRK. $A_p = \pi \cdot 4^2 = 50 \text{ m}^2$