

Rapport over:  
Fundamentering av nybygg ved  
Fysisk Institutt, NTH.

NTH

Des. 1967.

Innhold:

|                               |      |
|-------------------------------|------|
| 1. Innledning                 | s. 1 |
| 2. Tidligere undersøkelser    | s. 1 |
| 3. Utførte undersøkelser      | s. 1 |
| 4. Grunnforhold               | s. 2 |
| 5. Stabilitet av skråningen   | s. 3 |
| 6. Fundamentering av nybygget | s. 4 |
| 7. Konkluderende bemerkninger | s. 5 |

Bilag:

1. Oversiktskart
2. Profil D og E
3. Profil F og G, borprofiler, poretrykk
4. Borprofil fra 0.268, NGI, hull 5

## 1. Innledning.

For Fysisk Institutt ved Norges tekniske høgskole skal det oppføres et nybygg på skråningskanten mot vest, i flukt med auditoriebygget og parallelt med den gamle fysikkbygningen, slik som vist i situasjonsskissen, bilag 1.

Institutt for Geoteknikk og fundamenteringslære ble av Teknisk-økonomisk administrasjon anmodet om å foreta en supplerende vurdering av de geotekniske forhold for dette nybygget.

## 2. Tidligere undersøkelser.

For 5 år siden foretok vårt institutt en tilsvarende vurdering for det da planlagte Fysikk-auditoriet. Vår rapport av 26.11.62 inkluderer de viktigste data fra nærliggende undersøkelser utført av Norges geotekniske institutt i årene 1956 - 60. Dessuten ble det av oss foretatt supplerende poretrykksmålinger og skovlboringer for auditoriebygget, se hullene I, II og III i bilag 1.

Imidlertid er ingen av de hittidige undersøkelser utført direkte innen det nå aktuelle byggeareal. Men nær inntil og til begge sider ligger NGI's profiler, merket 0.268 og 0.268-2 i bilag 1, og resultatene av disse kan trekkes inn i helhetsvurderingen av grunnforholdene i området.

Forøvrig vises til rådgiv.ing. O. Kummenejes rapport av 6.1.1964, der det er gitt en oversikt over de grunnundersøkelser som inntil da var utført innen NTH's interesseområde.

## 3. Utførte undersøkelser.

I første rekke tok vi sikte på å få kjennskap til poretrykksforholdene på stedet, ganske spesielt fordi det tidligere dalsøkk i skråningen vest for bygget er blitt oppfylt.

Piezometermålinger er utført i to hull i profil F, bilag 1, idet ett hull ble plasert oppe på skråningskanten og ett nede i skråningen.

Dessuten er det utført 4 skovlboringer, med opptaking av representative prøver i de fire hullene merket 1, 2, 3 og 4 i bilag 1. Resultatene av skovlboringene er inntegnet i profil F og G i bilag 3.

Det er også foretatt innmåling av skråningskanten og nivellement av skråningen i fire profiler. Resultatene er angitt i bilagene 2 og 3.

Disse profilene viser at det er ca. 10 m fra vestre byggelinje til nåværende skråningskant, og at skråningen er utlagt med helning ca. 1 : 2,5. Dette er i samsvar med vår rådgiving i rapport av 26.11.62. Utfyllingen av dalsøkket ble foretatt i forbindelse med arbeidene for auditoriebygget.

Det opprinnelige terreng er også inntegnet i profilene D, E, F og G, hvilket viser at mektigheten av fyllmassene varierer, idet den er maksimalt ca. 2 m i skråningens profil D, ca. 7 m i skråningens profil F, men forsvinner helt i profil H. Fyllmassene strekker seg tildels innunder det planlagte bygg og tykkelsen er opptil et par meter langs vestveggen.

#### 4. Grunnforhold.

Resultatene av NGI's prøvetaking i skråningen utenfor det planlagte nybygg (hull 5, bilag 1) er gjengitt i vedlagte bilag 4. Av dette fremgår det at byggegrunnen her består av lagdelt sand og silt ned til ca. kt. 9,0. Deretter følger en fast, plastisk og lite sensitiv leire. Fjellet er her ikke påtruffet ved boring til ca. kote +4.

Undersøkelsene utenfor kjemiblokkene viser analoge grunnforhold sålangt ned som boringene der ble ført, d.v.s. til ca. kt. +20,0 (NGI - 0.268-2). Denne siste rapporten fra NGI anser vestskråningen for å være tilstrekkelig undersøkt med hensyn til stabilitet.

Våre markundersøkelser har derfor innskrenket seg til poretrykksmålinger og til opphenting av representative prøver for jordartsbeskrivelse av de øverste lag direkte under bygget.

Poretrykksmålingene, profil F, bilag 3, viser følgende resultat:

Oppe på skråningskanten ligger grunnvannsnivået på ca. kt. 40,0, og herfra øker poretrykket hydrostatisk ned til kt. 38,5, hvorefter det faller noe av, sannsynligvis p.g.a. drenasje nedover mot et mer permeabelt lag.

Nede i skråningen ligger grunnvannsnivået på kt. 36,0, eller litt opp i de utfylte masser. Herfra øker poretrykket hydrostatisk så langt ned som målingene er ført, d.v.s. til kt. 31,0. (Analoge forhold ble funnet av NGI lenger nord i skråningen.)

Skovlboringene, bilag 3, viser følgende resultat:

I hull 4 fant man øverst et grus- og sandlag og deretter et matjordblandet lag på 30 - 40 cm i ca. 1,5 m dybde. Det er vel sannsynlig at dette laget angir en tidligere fordypning i skråningskanten, og at fordypningen er blitt igjenfylt.

I hull 2 fant man at fyllmassene er noe humusholdige i de øverste 2 m. Når man kommer nedi det tidligere terreng påtreffes lagdelt, siltig finsand, som blir fastere og grovere med dybden. Skovlboringene er avsluttet på henholdsvis kt. 42,0 og 40,0 i et meget fast, grus- og siltholdig sandlag. Tilsvarende forhold ble funnet i hullene 1 og 3 i profil G og H.

Ved skovling i selve fyllmassene i skråningen (ved piezometerhull 2) var det meget vanskelig å komme gjennom den øverste meteren, p.g.a. stein (eller betongblokker). Under "steinlaget" besto fyllmassene av finsand og sand ned til opprinnelig terreng.

## 5. Stabilitet av skråningen.

En sammenligning med de forhold som ble lagt til grunn for stabilitetsberegningene for Fysikk auditoriet fører til følgende slutning:

Etterat utfyllingen er foretatt er topografien utenfor nybygget minst like gunstig. Grunnvannsforholdene er heller gunstigere. Netto tilleggslast for nybygget er mindre enn de  $15 \text{ t/m}^2$  som

beregningen den gang ble utført for. Grunnforholdene er analoge, og skjærfasthetsparametrene for naturlig terreng må derfor kunne antas å være omtrent de samme, d.v.s.  $\phi = 35^\circ$  i sanden og  $c = 0,5 \text{ t/m}^2$  og  $\text{tg}\phi = 0,5$  i silten.

Konsekvensen av disse betraktninger er at sikkerhetsfaktoren for dypereliggende glideflater blir minst like stor som funnet for Fysikkauditoriets skråning, d.v.s.  $F \geq 1,8$ .

Selve fyllmassene må imidlertid antas å være løsere lagret enn massene i opprinnelig terreng, og skjærfastheten er da tilsvarende mindre. Forutsettes  $\phi = 27^\circ$  (tilsv. meget løs finsand) får man en sikkerhetsfaktor på ca. 1,3 mot utglidning av selve fyllmassene.

P.g.a. fyllmassene må man gjøre regning med at langtidsdeformasjoner vil kunne inntre ytterst i skråningen. Det er vanskelig å fastslå nøyaktig størrelsen, men det kan komme til å dreie seg om få cm i løpet av de nærmeste 10-årene.

## 6. Fundamentering av nybygget.

De skovlboringer som ble foretatt i byggelinjen, viste at de øverste 1,5 m til vel 2 m var humusholdige fyllmasser. Deretter, fulgte relativt faste sand og siltlag, inntil skovlingen ble avsluttet i meget harde lag i 5 til 8 m dybde. Under fyllmassene er altså grunnforholdene gode.

Alle fundamenter må derfor føres gjennom fyllmassene og eldre matjordlag og ned til intakt opprinnelig terreng. Dette innebærer at fundamenteringsdybden kan bli oppimot 2,5 m for vestveggen, men noe mindre for østveggen.

I så fall kan man anvende et såletrykk på (minst)  $15 \text{ t/m}^2$ , som for Fysikkaudtoriet og nabobygget EFI. Med en slik belastning vil setningene beregningsmessig bli små, nemlig av størrelsen 0,5 cm til 1 cm.

Dessuten vil især den vestlige del av bygget kunne få tilleggssetninger p.g.a. langtidsvirkningen av fyllmassene i skråningen og under bygget, og p.g.a. generell "creep" i skråningen.

Hvis vestveggen fundamenteres i ca. 2,5 m dybde, er det grunn til å tro at disse langtidsdeformasjoner blir relativt beskjedne, f. eks. få cm i løpet av 10 - 20 år.

Dersom denne langtidsvirkning er uheldig for bygget, vil man nesten helt kunne unngå den, dersom man hadde kjeller f. eks. under vestre halvpart av bygget. Men da måtte gravemassene kjøres bort, for derved å skaffe tilveie den nødvendige avlastning av skråningskanten for kompensering av langtidssetningene.

#### 7: Konkluderende bemerkninger.

De undersøkelser som er foretatt har gitt følgende resultat:

(a) Med unntak av de øverste 1,5 til 2,5 m, som for en stor del er fyllmasser, så må grunnforholdene direkte under det prosjekterte nybygget kunne karakteriseres som gode ned til store dybder.

(b) Skråningen utenfor er stabil med hensyn til dypereliggende glidninger i naturlig terreng. I denne forbindelse er det også meget gunstig at leirlaget ligger såvidt dypt (under kt. 9), og at leiren er fast og lite sensitiv.

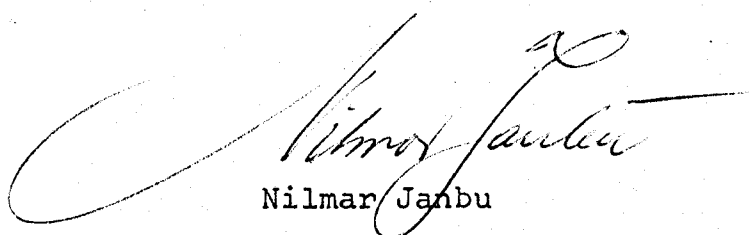
(c) Sikkerheten mot utglidning av selve fyllmassene i skråningen er beregningsmessig mindre enn for naturlig terreng, men sikkerheten er ikke så liten at det er fare for direkte utglidning av fyllmassene, ihvertfall ikke hvis den innlagte dreneringen forblir effektiv.

(d) Fundamentene må som minste krav føres ned til intakt, inorganisk opprinnelig terreng. Dette innebærer at fundamenteringsdybden blir oppimot 2,5 m for vestveggens vedkommende. Det kan i så fall benyttes direkte fundamentering med såletrykk på  $15 \text{ t/m}^2$  som vil føre til små direkte setninger av størrelse 0,5 - 1,0 cm. Disse vil inntre relativt raskt.

(e) De utlagte fyllmasser vil dessuten føre til tilleggssetninger med årene. Hertil kommer muligheten for innvirkning av de langtidsbevegelser (creep), som skråninger alltid er utsatt for. Bedømmelsen av størrelsen av disse langtidsbevegelser er imidlertid usikker. Men overslagsmessig og erfaringsmessig er det grunn til å tro at de vil andra til størrelsesordenen få centimeter over en 10 - 20 årsperiode.

(f) Byggets vestvegg er plasert omtrent på opprinnelig skråningskant, og 10 m fra nåværende oppfylt skråningskant, mens de øvrige bygg i Vestskråningen er plasert minst 15 m fra kanten. Nybygget vil således bli mer influert av langtidsbevegelsene i skråningen enn de øvrige bygg. Som en minsteforanstaltning mot de usikkerheter denne langtidsbevegelse innebærer, bør vestveggs fundamenteringsdybde ikke være mindre enn 2,5 m.

(g) Usikkerhetsmomentet forbundet ved langtidsbevegelser kan reduseres sterkt ved å lage kjeller (ihvertfall under vestre halvpart av bygget,) og kjøre bort gravemassene, slik at en effektiv avlastning finner sted i forhold til en kjellerløs fundamentering.



Nilmar Janbu

---

Kåre Senneset

