

Valhall IP – ramming av pæler

Rapport



RAPPORTTITTEL		GRADERING	
Valhall IP – ramming av pæler		Offentlig	þ
		Unntatt off.	o
		Begrenset	o
		Fortrolig	o
		Strengt fortrolig	o
		RAPPORTNUMMER	
FORFATTER/SAKSBEHANDLER			
Arne Kvitrud			
ORGANISASJONSENHET		GODKJENT AV/DATO	
O-BP			
SAMMENDRAG			
<p>Den tekniske delen av granskingen som er utført av de to gruppen ser ut til å ha høy teknisk kvalitet. De aktuelle årsaksforhold ser ut til å være behandlet med et høyt detaljeringsnivå. MO delen er ikke dekket i granskingen.</p> <p>Det var en feilvurdering av BP å ikke gjorde grunnundersøkelser. Sandlaget kom høyere oppe, var tykkere og var fastere enn forutsatt i prosjekteringen.</p> <p>Materialeegenskapene til pælene var gode. De hadde høy seighet, og styrke godt over det som var spesifisert. Ovaliteten var innenfor spesifiserte verdier.</p> <p>Pæleutformingen med spiss - ser ut til å være en uheldig løsning. Feilprosenten er for høy. Årsaken er at en får betydelige innadrettede radielle trykk på spissen, som kan bøye den innover. Behandlingen av pælene er etter mitt skjønn neppe årsak til problemene.</p> <p><i>Hovedårsaken til at pælene ikke kom til ønsket dybde er etter mitt skjønn fastere grunnforhold enn forutsatt og pæleutformingen med spiss.</i></p>			
NORSKE EMNEORD			
PROSJEKTNUMMER	ANTALL SIDER	OPPLAG	
0318N15	30		
PROSJEKTITTEL			
Valhall IP peling og modifikasjoner			

Innholdsfortegnelse

Innledning	4
Problemstilling og ryggsekk-løsningen.....	4
Organisering av granskningen	4
Tidligere erfaringer med manglende penetrasjon av pæler offshore	5
Pælene	6
Pæleutforming.....	6
Materialegenskaper	6
Toleranser	6
Krav om utførelse av grunnundersøkelser	7
Grunnundersøkelser på Valhall.....	8
Antatte grunnforhold før pælingen	10
Resultatene fra den seismiske undersøkelsen	10
SRD-verdier basert på pælingen av Vallhall WP	12
Observerte grunnforhold i pælene P7 og P8, samt BH3	15
Geologisk tolkning.....	17
Grunnforholdene vs design.....	17
Valhall IP pælingen.....	19
SRD-verdier basert på pælingen av Vallhall IP	19
Behandlingen av pælene før rammingen	19
Hammerne.....	19
Selvpenetrering av pælene	20
Værforholdene under pælingen.....	20
Knekking og buling av pelespiss	22
Friksjon, spissmotstand og ringtrykk	23
Sikkerheten av pælene i dag.....	24
Deformerte pæler	24
Resterende utmattingskapasitet av pælene	24
Konklusjoner	25
Regelverksimplikasjoner og sikkerhetsmedling.....	26
Referanser	27


Innledning





Problemstilling og ryggsekkløsningen

Under rammingen av pælene på Valhall IP sommeren 2002 oppsto det problemer. Tre av åtte peler kom ned til ønsket dybde på 67m - to i ett hjørne og en i motsatt hjørne. De øvrige fem kom ned til 45-54m. Pelene ble rammet gjennom ulike lag av sand og leire, og satte seg fast i et sandlag.

Expert Panel Kick-off Meeting - 12th December 2002 – Terms of Reference

Summary of Pile Penetrations



Jacket Corner	Pile Number	Design Penetration (m)	Actual Penetration (m)	Plug Depression (m)
NE 	1	72	48.75 (-23.25)	+2.10
	2	72	51.25 (-20.75)	-0.95
NW 	3	67	67.0 (-)	+3.15
	4	67	45.25 (-21.75)	+1.95
SE 	5	67	67.0 (-)	Not measured
	6	67	67.0 (-)	Not measured
SW 	7	67	54.25 (-12.75)	-0.65
	8	67	53.0 (-14.0)	-3.30

Summary of Pile Tip Penetration, Design and Actual

Figur 1: Sammendrag av oppnådde resultater for pælene (Denley og Oestmo, 2003, side 10).

BP brukte jack-up riggen Rowan Gorilla 7 som basis for en spesialbygget rigg for fjerning av massene i pæler og boret av geoteknisk prøver. BP planla først å bore et pilothull (30" - 36") ned til ca 60m, og deretter fylle hullet med betong. En fjernet massene inn i pel nummer P7 og P8 i ett hjørne. De viste seg å være svært deformert ved pælespiss. En satte da på ekstra peler på utsiden av de opprinnelig ("ryggsekkløsning").

Organisering av granskingen

BP og Aker valgte å organisere granskingen ved å opprette to uavhengige granskingsgrupper. Den ene gruppen ble ledet av Gordon Jackson og den andre av Gunnar Solland. Disse avga hver sin rapport. De opererte i starten uavhengig av hverandre, men de fikk se den andre rapporten før endelig rapport ble skrevet.

Tidligere erfaringer med manglende penetrasjon av pæler offshore

Erbrich (2003 side 3) skriver at i 1992 ble Goodwyn A jacketen installert i Australia. 15 av i alt 20 rammede pæler ble alvorlig skadet i dybde 80m eller mer under havbunnen. De hadde D/t på 60. Barbour og Erbich (1994) skriver at 15 av pælene ble alvorlig skadet på dybder av 80m eller mer under havbunnen. Det var på de nedre 30m av pælene.

Ved installeringen av Heimdal HMP1 i 1984 (Elf Aquitaine Norge, 1985, side 20-27) var det sju pæler i hvert hjørne. De hadde pæler på 2133mm og tykkelse på 63 mm. Det ble brukt en HMU 1700- hammer. Akseptabel penetrasjon var 27,5m - med unntak av legg A4 der en måtte ha 33m. Generelt var jorda fastere enn forutsatt. I hjørne A4 gikk pælene ned til 27,8-34m, med et snitt på 31,8m. De andre hjørnene fikk en (i snitt) til ønsket dybde, men med flere slag enn antatt.

Zandwijk (2003) viser til at i 21 av 188 tilfeller i Nordsjøen fikk en ikke pælene ned til ønsket dybde. Det vil si at i 11% av tilfellene (!). Han viser også til at der en hadde fast sand og en lang spiss – som på Valhall, var feilprosenten på 31% (!). Der en hadde kort spiss feilet pælingen i 15% av tilfellene og uten spiss i 9% av tilfellene.

Pælene

Pæleutforming

På tegningene fra Aker Maritime 19.10.2001 og BP 10.3.2003 har pelen en ytre diameter hele veien på 2438mm. De hadde på de nederste 6m en indre diameter på 2318mm og en tykkelse på 60mm. En hadde da D/t-forhold på ca 41. Pelene var spisset nede slik at den ved pælespiss var 30mm. En hadde da D/t-forhold på ca 72 i spissen. Spissingen var på utsiden, slik at masser ble ført til utsiden. Spissingen startet 120mm fra pælespiss. Den hadde da en spisshelning på 1:4. Reduksjonen i veggtykkelse gjør at pælene også fikk "spissmotstand" ved tykkelsesendringene. I tillegg ble jordmasse presset sammen innvendig.

Zandwijk (2003) skriver at spiss på pælene har vært anbefalt av noen geoteknikkere. Det vil gjøre at skyve jord til utsiden av pælen. Det vil redusere tendensen til plugging under pælingen. Andre anbefaler en skarp pælespiss for å få til en lettere penetrering under drivingen. Heerema har ikke funnet noen spesiell forskjell i antall slag eller i hyppigheten av plugging.

MSL (2001, side 34) skriver:

It is normal to provide a chamfer on pile tips to enhance the "cookie cutter" action. Typically the tip may be reduced to 50% of its nominal thickness. Under this geometry, the pile tip would exceed yield in the most extreme condition considered above (99% end resistance). For the less extreme case of 80% end resistance, the maximum stress would be 390MPa, which is less than the limiting dynamic yield stress of 450MPa. These calculations ignore any non-uniform resistance which could magnify the stress locally where yield could be exceeded. Bending stresses due to the ovalising effects considered previously are also ignored. The combination of these contributions, under the most unfavourable conditions, could result in yielding. Therefore where driving is expected to meet a very hard end resistance, say in soft rock, and overlying sediments are weak so that shaft resistance is low, the possibility of tip yielding should be investigated.

Materialeegenskaper

Spesifisert flytespenningen var på 420 N/mm². Vi mottok i brev fra BP (10.3.2003) en tegning av pel P7 og materialdokumentasjon. Stålet var produsert av Dillinger Hutte. Stålgraden var oppgitt til S420M3Z. Materialsertifikatene for pælene tilsier at gjennomsnittlig flytespenning for pel P7 var 480N/mm². 5%-fraktilen blir da på 457N/mm². En har da en styrke som i snitt er 9% større enn spesifisert. Det materialet som ble brukt i pælespissen på pæl P7 hadde en flytegrense på 473N/mm² (13% høyere enn krav), en bruddforlengelse på 29%, en bruddspenning på 562N/mm² og Charpy-V-tester ved minus 40 grader på ca 270J. Det er en svært høy verdi, som støtter under at stålet er svært bra!

En fikk opp et stykke fra pælen, men jeg har ikke sett at de har testet den.

Toleranser

Pælene var levert fra byggeverkstedet med ovalitet innenfor spesifiserte verdier (maks 8mm). De pælene som kom ned til ønsket dybde hadde en noe lavere ovalitet fra byggeverkstedet enn de som ikke kom ned. Åpningen i pileguide var slik at den ikke kunne ha en ovalitet på mer enn +/- 13mm (Zandwijk, 2003, side 11).

Grunnforholdene

Krav om utførelse av grunnundersøkelser

PUD for Valhall IP var vedtatt før de nye forskriftene trådte i kraft, slik at konstruksjonsforskriften fra 1992 gjelder. Konstruksjonsforskriften (1992) sier i § 23 at det skal foretas nødvendige grunnundersøkelser. Kommentarene viser til NS3481 og NORSOK N-001 punkt 7.9.1 som anerkjent norm. Til sammenlikning sier aktivitetsforskriften § 13 om forundersøkelser: *"Før innretninger plasseres skal det utføres nødvendige forundersøkelser som sikrer forsvarlig installering, bruk og disponering av innretningene."* Veiledningen til § 13 sier blant annet: *"standardene NORSOK N-001 kapittel 7.9.1 og NORSOK G-CR-001 brukes for geotekniske undersøkelser, med følgende tillegg: det bør lages en kvartærgeologisk beskrivelse dersom en er i et nytt område."*

NORSOK N-001 (1997 og 2000) kapittel 7.9.1 gir ikke noen spesifikke krav om grunnundersøkelser av jacketer. En bør likevel kunne bruke kravene gitt for jackuper som til en viss grad å være retningsgivende. Krav til grunnundersøkelser for jacketer i andre standarder kan da være retningsgivende.

Norsk standard NS3481 (1989) punkt 4.2.1 sier: *"Feltundersøkelsene skal dekke det område og de jordlag som er av betydning for konstruksjonen..... Undersøkelsen skal omfatte en eller flere av følgende operasjoner, avhengig av de krav oppdragsgiver stiller på basis av prosjektets type, stadium og behov: ...prøvetaking i tilstrekkelig antall og kvalitet til senere å bestemme jordparametre i alle jordlag av betydning og variasjoner av parametre i de enkelte lag."*

DNV Classification notes no 30.4 Foundations (1992) punkt 1.4.3 har relativt detaljerte krav til grunnundersøkelser. Standarden sier ikke noe om antall boringer eller hvor de skal plasseres. En skal ta overflateprøver for vurdering av erosjon, videre kontinuerlig CPT som skal gå ned til peledybden + en influenssone som er minst 3m. Det skal tas prøver med en minimum sampling intervall som ikke overstiger 1-1,5m.

API RP 2A LRFD (1989) punkt A.4.10 omhandler grunnundersøkelser. Den gir åpning for å bruke tidligere undersøkelser og erfaringer på stedet uten å gjøre nye undersøkelser.

BS 6235: 1983 section 4 (1982) skriver at grunnundersøkelsen bør foretas ned til dit pelegruppen vil influere jorda.

DS 449 (1983) skriver i punkt 2.4.2 at avstanden mellom konstruksjonen og nærmeste relevante undersøkelsespunkt bør ikke overstige 30-50m, - avhengig av områdets geologi. Undersøkelsesstedene bør plasseres utenfor konstruksjonen og jevnt fordelt omkring den, slik at en får interpolering i stedet for ekstrapolering.

Canadian standards S472-M1989 (1989) Foundations punkt 4.1 sier: *"Site investigations shall be performed for all fixed offshore structures."*

BP hadde i utgangspunktet ikke gjort grunnundersøkelser på de aktuelle pælelokasjonene, men det ble gjort etter at en fikk pæleproblemene.

OD uttalte da i forbindelse med PUD *"Det er ikke gjort spesifikke undersøkelser for den aktuelle lokasjonen eller utført seismikk som kan dokumentere at de gamle undersøkelsene kan brukes. Det forutsettes derfor (vilkår) at BP gjør grunnundersøkelser for Valhall WIP."* Dette kom så med som

et vilkår for godkjenning av PUD-en. Etter diskusjon med OD valgte BP å gjøre en seismisk undersøkelse rundt det aktuelle området. Tre nye linjer – nord, øst og sør for Valhall IP ble kjørt. OD aksepterte at det bare ble gjort seismikk og ikke stedsspesifikke grunnundersøkelser. På møtet 27.9.2001 mellom OD og BP ble resultatene presentert og fra BP sin side ble følgende opplyst: ” Carl J. F. Clausen/NGI informed about the results of the new shallow seismic investigation. These result confirmed the soundness of the soil parameters used in the design of the piles.”

Grunnundersøkelser på Valhall

Det var på slutten 1970-tallet gjort grunnundersøkelser på Valhall. Et sammendrag fra tre av boringene er gitt nedenfor. Erbrich (2003) skriver at en god del av Su-testene ble gjort unconsolidated undrained (UU). De gir vanligvis for lav styrke.

Valhall hull A (Fugro, 1977) 6237827mN 524975mE (ca 800m fra Valhall IP)

- a) Øvre 10 cm grå til mørkegrå medium til fin sand med skjellfragmenter.
- b) Videre til 16,8 m fast til svært fast grå, medium til fin sand med tilfeldige tynne lag en grå leirholdig, svært siltig sand. Egenvekt 1,9-2,0 t/m³ + tørrvekt 1,5-1,7 t/m³ ca 40% porøsitet. Det er nok rimelig å tro at dette er et holocent lag.
- c) Videre til 20,1m er en hard mørkegrå sandig og siltig leire med linser av grå siltig finsand. Egenvekt 2,3 t/m³ + tørrvekt på 2,0 t/m³ + porøsitet på 30% + Su fra 280 til 647 kN/m².
- d) Videre til 27,3m en fast mørkegrå og lys grå litt sandig, men svært siltig leire. Egenvekt 2,0 t/m³ + tørrvekt på 1,6 t/m³ + porøsitet på 40% + Su fra 180 til 500 kN/m².
- e) Videre til 32,3m en svært fast grå fin til medium sand med tynne lag av grå siltig leire, noen tilfeldige grus og skjellfragmenter. Egenvekt 2,0 t/m³ + tørrvekt på 1,7 t/m³ + porøsitet på 36%. Dette er da en marin avsetning.
- f) Videre til 35m en fast grå siltig leire med lommer av grå siltig leire. Den ble svært sandig mot bunnen av laget. Egenvekt 1,9 t/m³ + tørrvekt på 1,5 t/m³ + porøsitet på 45% + Su fra 250 til 450 kN/m².
- g) videre til 47,6m en svært fast grå medium til fin sand – svært siltig i toppen med tilfeldige lag med grus. Egenvekt 1,9 t/m³ + tørrvekt på 1,6 t/m³ + porøsitet på 38%.
- h) Videre til 52,8m en fast mørk grå svært siltig leire med lamineringer av mørk grå siltig fin sand – som ble mer sandig mot bunnen av laget. Egenvekt 2,0 t/m³ + tørrvekt på 1,7 t/m³ + porøsitet på 35% + Su 370 kN/m² i ett målepunkt.
- i) Videre til 57m en svært fast grå leirholdig siltig fin sand. Egenvekt 2,0 t/m³ + tørrvekt på 1,8 t/m³ + porøsitet på 35%.

Valhall hull B1 (Fugro, 1978) (ca 100m fra Valhall IP) (6237159mN 524571mØ)

- a) Øvre 20,4 m er fast til svært fast, mørk som blir grå, svakt siltig, fin til medium fin sand med skjell og skjellfragmenter. Egenvekt 1,8-2,1 t/m³ + tørrvekt på 1,5-1,7 t/m³ + porøsitet på ca 40%. Det tilsvarer hull A lag b).
- b) Videre til 25,5m en fast mørk grå svært siltig leire. Egenvekt 2,1 t/m³ + tørrvekt på 1,7 t/m³ + porøsitet på 38% + Su fra 200 til 400 kN/m². Det tilsvarer hull A lag d).
- c) Videre til 32m en svært fast grå svakt siltig fin til medium sand. Egenvekt 2,0 t/m³ + tørrvekt på 1,7 t/m³ + porøsitet på 38%. Det tilsvarer hull A lag e) – dvs marin avsetning.
- d) Videre til 43m en fast til svært fast mørk grå svært siltig leire med tilfeldige innslag av svært fast grå svakt siltig fin sand. Egenvekt 2,3 t/m³ + tørrvekt på 2,0 t/m³ + porøsitet på 30%. Det tilsvarer hull A lag f), men denne er mye fastere lagret.
- e) Videre til 48,6m en svært fast grå svakt siltig finsand med skjellfragmenter. Det vil si at den er avsatt i et marint miljø. Egenvekt 2,0 t/m³ + tørrvekt på 1,6 t/m³ + porøsitet på 42%. Det tilsvarer hull A lag g).

- f) Videre til 61,3m varierende lag av fast mørk grå svakt sandig svært siltig leire and svært fast grå finsand. Egenvekt 1,9-2,1 t/m³ + tørrvekt på 1,5-1,7 t/m³ + porøsitet på 37-45% + Su fra 150 til 400 kN/m². Det tilsvarer hull A lag h).

Fra hull A er det bare lag d) her som er vesentlig forskjellig - med en mye fastere lagring.

Valhall hull B3 - vanndyp 226,9 fot (ref 13.3) (6237247mN 524485mE) (snaue 200m fra Valhall IP)

- a) Øvre 17 m en fast til svært fast mørk grå som blir grå, med fin til medium sand med skjell og skjellfragmenter. Det vil si at den er avsatt i et marint miljø. Egenvekt 2 t/m³, tørr egenvekt 1,6 t/m³, porøsitet 42% og void ratio på 0,72. Det tilsvarer hull A lag b) og i hull B1 lag a).
- b) Videre til 27m er det en fast til svært fast, siltig til svært siltig leire. Egenvekt 2,1 t/m³, tørr egenvekt 1,75 t/m³, porøsitet 35% og void ratio på 0,55. Su fra 200 til 500 kN/m²
- c) Til 31,7m er det en svært fast grå fin til medium sand. Egenvekt 2,1 t/m³, tørr egenvekt 1,5-1,8 t/m³, porøsitet 32-46% og void ratio på 0,5-0,84. Det tilsvarer hull A lag e) og i hull B1 lag c).
- d) Til 40,5m er det en fast til svært fast laminert mørk grå sandig leire, med innslag av grå silt og tilfeldige lag med sand. Egenvekt 2 t/m³, tørr egenvekt 1,6 t/m³, porøsitet 44% og void ratio på 0,73-0,86. Su fra 200 til 500 kN/m². Det tilsvarer hull A lag f) og i hull B1 lag d).
- e) Til 48,2m er det en svært fast grå svakt siltig finsand. Egenvekt 2 t/m³, tørr egenvekt 1,6 t/m³, porøsitet 44% og void ratio på 0,8. Det tilsvarer hull A lag g) og i hull B1 lag e).
- f) Til 53,5m en fast mørk grå sandig leire, med hyppige lommer av grå siltig finsand. Egenvekt 2 t/m³, tørr egenvekt 1,7 t/m³, porøsitet 36% og void ratio på 0,56. Su fra 225 til 350 kN/m². Det tilsvarer hull A lag h) og i hull B1 lag f).
- g) Til 58m var det så svært fast grå fin til medium sand. Egenvekt 2 t/m³, tørr egenvekt 1,7 t/m³, porøsitet 40% og void ratio på 0,55. Det tilsvarer hull A lag i) og i hull B1 lag f).

BH1 er den som var sør på Valhall PCP, og er den som er nærmest opp til Valhall WP og IP. Lagerekken på alle tre lokasjonene er rimelig like. For å se på komprimeringen av jordmassene har jeg brukt egenvekt og porøsitet som sammenlikningsgrunnlag i tabellen nedenfor. Porøsiteten er forholdet mellom porevolum og totalvolum. Jeg har valgt å se på lagene d), e) og f) i borehull B1, og de tilsvarende lagene i borehull A og B3.

Tabell 1: Egenvekt og porøsitet i samsvarende lag i borehull B1, A og B3.

Egenskaper nummerert ut fra lagene i borehull B1	A (lag f + g + h/i)	B1 (lag d + e + f)	B3 (lag d + e +f/g)
Egenvekt – øverste lag	1,9	2,3	2,0
Egenvekt – midterst lag	1,9	2,0	2,0
Egenvekt – nederste lag	2	1,9-2,1	2,0
Porøsitet – øverste lag	45	30	44
Porøsitet – midterst lag	38	42	44
Porøsitet – nederste lag	35	37-45	40

Det laget på B1 som skiller seg mest ut er lag e) som er vesentlig tettere pakket enn de øvrige. I området 32m-43m er det en fast til svært fast mørk grå svært siltig leire med tilfeldige innslag av svært fast grå svakt siltig fin sand. Egenvekt $2,3 \text{ t/m}^3$ + tørrvekt på $2,0 \text{ t/m}^3$ + porøsitet på 30%. Dette laget ligger over det laget der pælene satte seg fast.

Antatte grunnforhold før pælingen

BP (med hjelp av NGI) hadde spesifisert bruken av borehull B3 (6237247mN 524485mE). Akers design brief (2001, side 4) sier: "The foundation design will in general be based on the soil parameters recommended in 'Valhall Water Injection Platform, Soil Data Review' (ref. ../) and relevant soil data given in the Functional Requirements (ref. ../). The soil layering and the soil description are briefly presented in below."

Tabell 2: Designprofilen brukt av Aker

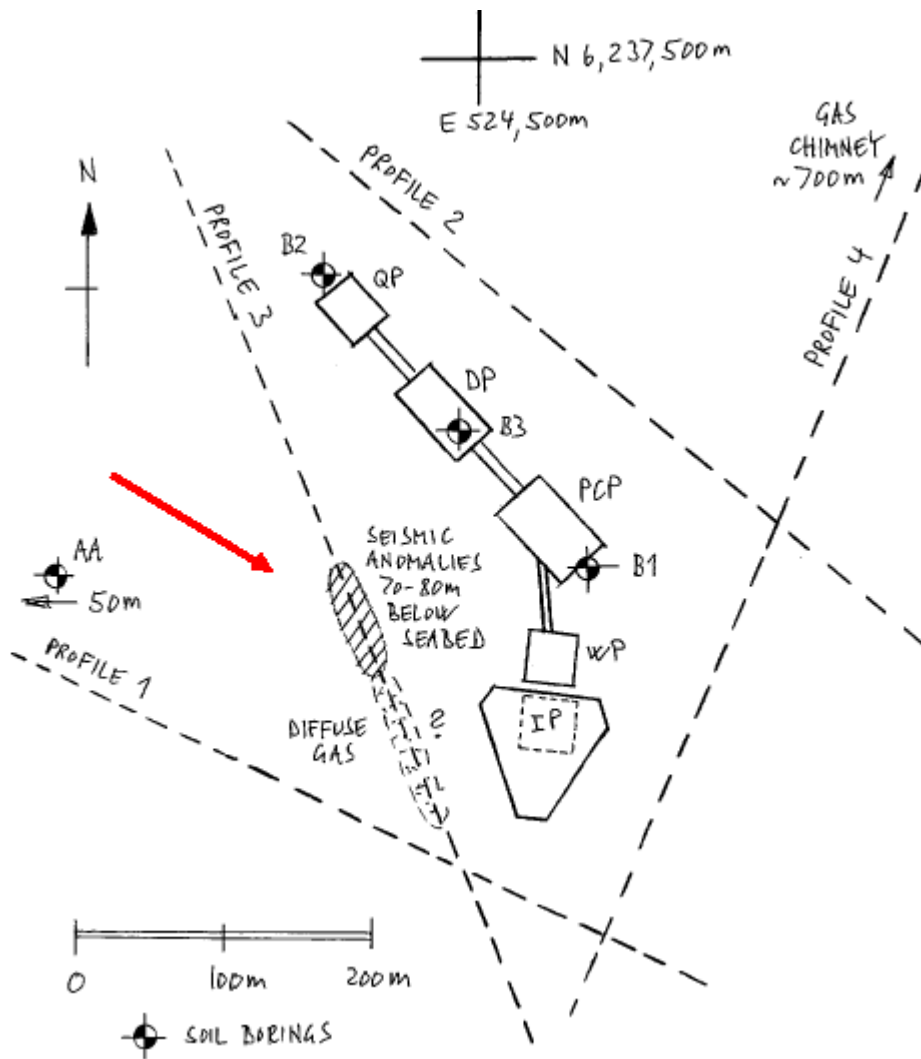
Soil Unit	Depth	Soil Description
I	0 – 7 m	Very dense sand
II	7 – 9 m	Soft to medium clay
III	9 – 20 m	Very dense sand
IV	20 – 25 m	Very hard clay
V	25 – 32 m	Very dense sand
VI	32 – 40 m	Very hard clay
VII	40 – 60 m	Very dense sand / Very hard clay (sand; for calculation of skin friction clay; for calculation of tip resistance)
VIII	60 m +	Very hard clay

Safetec som verifikasjonskontraktør har beregnet rammingen av pælene i lag 40-60m i to alternativer, både som leire og som sand. Det er sand-alternativet som gir den største pælemotstanden, med de spesifiserte verdiene.

Jackson mfl (2003) skriver at de spesifiserte grunnforholdene basert på borehull B3 var en fast sand i området 41,5-50m, videre en sandig og siltig leire til 56m og så en fast sand igjen under. Det problematiske området viste seg å bestå av 14m med fast sand. P7 og P8 gikk gjennom sanden, men satte seg fast i leira under.

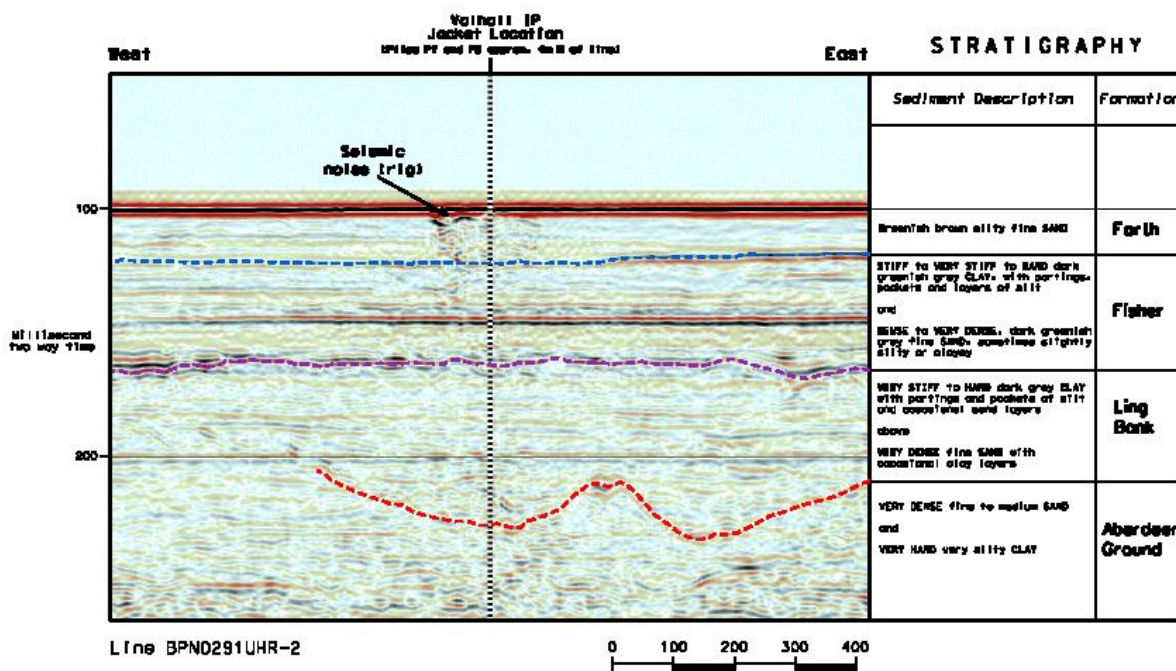
Resultatene fra den seismiske undersøkelsen

Tre nye linjer – nord, øst og sør for Valhall IP ble kjørt, som vist på figuren under. I tillegg ble det kjørt linjer over Valhall IP posisjonene etter at jackupen var fjernet.



Figur 2: Seismiske linjer gjort som følge av vilkåret i PUD.

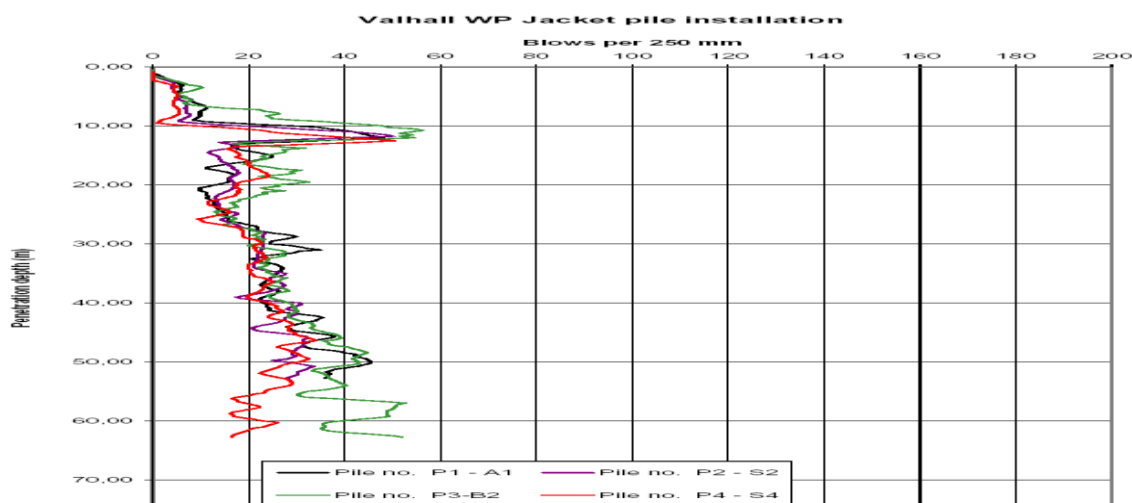
Da det ble oppdaget mulig grunn gass, ble det i tillegg kjørt seismisk linjer over IP-lokasjonen (Denley og Oestmo, 2003, side 24).



Figur 3: Seismisk profil over Valhall IP-lokasjonen ved pæl P7 og P8 (Denley og Oestmo, 2003, side 24).

SRD-verdier basert på pelingen av Valhall WP

Det var i utgangspunktet ikke gjort CPT-undersøkelser på de aktuelle pælelokasjonene. CPT-undersøkelsene i borehull B3 viste at en der fikk SRD-verdier på over 50MN. Denne verdien oversteg måleområdet for de instrumentene som ble brukt på 1970-tallet, så noen eksakt verdi ble ikke registret. SRD er summen av de statiske jordmotstandene (friksjon og spissmotstand) under peling (SRD = soil resistans during driving).

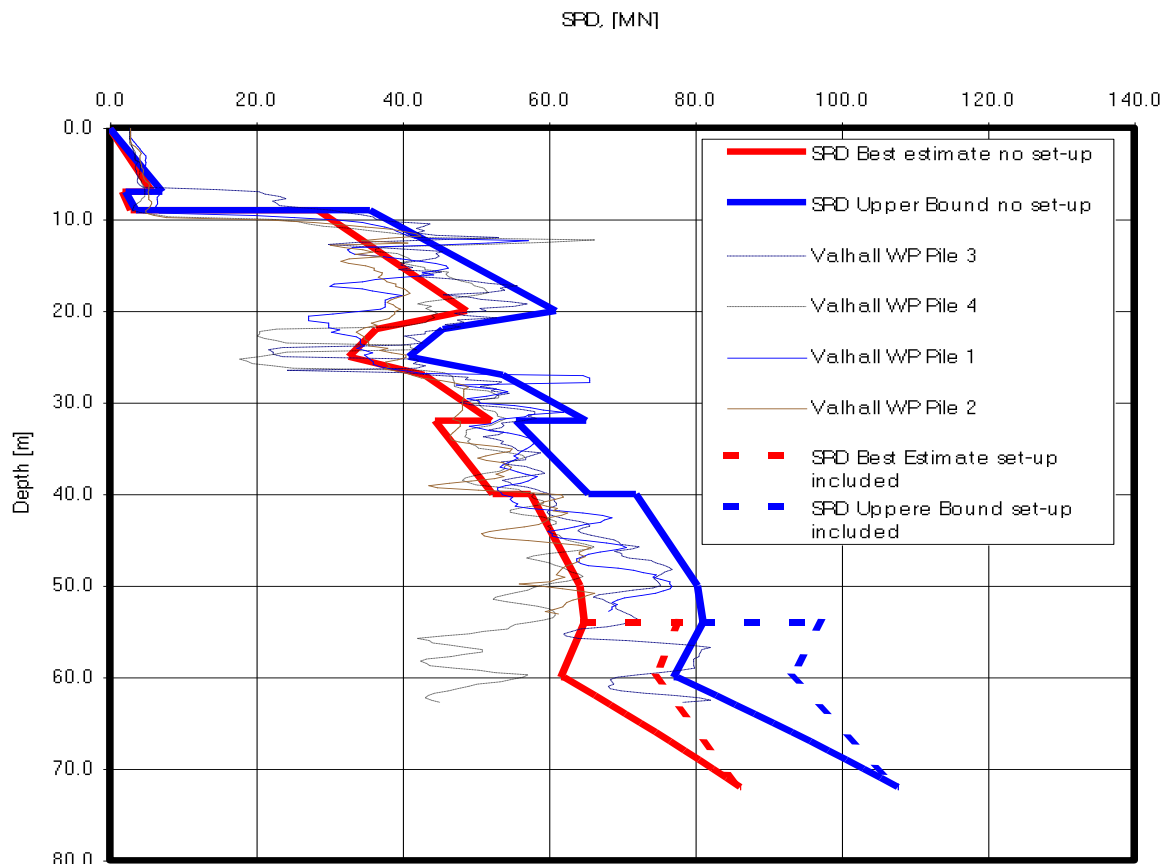


Figur 4: Valhall WP – antall slag pr 250mm.

Aker hadde tilbakeregnet jordparametre basert på pølingen av Valhall WP, og funnet en pelespissmotstand (q_c) i dybde 45-54m som var 40-30MPa (minkende med dybden) (Aker, 31.8.2002). Aker (31.8.2002) får så en figur som viser SRD-verdier som funksjon av dybden. Den er basert på en antakelse om jordprofilen. De får så som best estimat omkring 60 MN i dybde 40-60m. Som øvre grense får de i underkant av 80MN.

Depth	Soil	Unit Weight	Effective	Shear	Friction	Interface	Tip resistance	Unit friction
	Type	of Soil	Stress	Strength	angle	friction	from cpt	from cpt
(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(degrees)	(degrees)	q_c	f_s
							(MPa)	(kPa)
0,1	Sand	10,0	1,0		40,0	35	10,0	
7	Sand	10,0	70,0		40,0	35	20,0	
7	Clay	10,0	70,0	25		NA	1,0	50,00
9	Clay	10,0	90,0	25		NA	1,0	50,00
9	Sand	10,0	90,0		40,0	35	95,0	
20	Sand	10,0	200,0		40,0	35	95,0	
22	Clay	10,0	220,0	120		NA	2,0	80,00
25	Clay	10,0	250,0	120		NA	2,0	80,00
27	Sand	10,0	270,0		40,0	35	50,0	
32	Sand	10,0	320,0		40,0	35	50,0	
32	Clay	10,0	320,0	300		NA	10,0	200,00
40	Clay	10,0	400,0	300		NA	10,0	200,00
40	Sand	10,0	400,0		40,0	33	40,0	
50	Sand	10,0	500,0		40,0	33	35,0	
54	Sand	10,0	540,0		40,0	33	30,0	
60	Sand	10,0	600,0		40,0	33	15,0	
60	Clay	10,0	600,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
62	Clay	10,0	620,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
63	Clay	10,0	630,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
64	Clay	10,0	640,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
65	Clay	10,0	650,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
66	Clay	10,0	660,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
67	Clay	10,0	670,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
68	Clay	10,0	680,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
69	Clay	10,0	690,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
70	Clay	10,0	700,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
71	Clay	10,0	710,0	450	40,0	NA	10,0	260,00
72	Clay	10,0	720,0	450	40,0	NA	10,0	260,00

Tabell 3: Jordparametre for Akers originale rammeberegninger (Aker, 31.8.2002). "The soil parameters for the different layers that suits this back-calculation is shown in table 2.1"



Figur 5: Curves for original SRD design (Aker, 31.8.2002).

Langø (2003) har også tilbakeregnet pæle-resultatene fra WP til SRD-resultater. De har også brukt GRLWEAP. En SRD-verdi på 60MN, "standard" dempning og 85% effektivitet gir ca 140 slag/m i dybde 40-45m. Det er sammenliknbart med øvre grense for målte hammerslag på WP.

Strøm og Solland (2003, side 1) har også tilbakeregnet pæleresultatene fra WP til SRD-resultater. De har også brukt GRLWEAP. De får SRD-verdier opp mot på 70MN, men med et snitt omkring 60MN mellom 40 og 60m.

Sturt (2003, side 14) skriver at GRLWEAP gjør en del antakelser om hvordan motstanden fordeles mellom friksjon på veggene og spissmotstand. For Valhall mente han at en spissmotstand på 80MN var en overestimering, og følgelig at en større del kom på friksjon.

Rauche med flere (1992) skriver at det normalt er det statiske bidraget som dominerer, men at det dynamiske bidraget også bidrar noe. De bruker en dempningsmotstand som er:

$$D = R_s * J * v^n$$

Strøm og Solland (2003, side 2) skriver dette slik:

$$r_{\text{dyn}} = r_{\text{stat}} * (1 + J * v^n)$$

Der:

- a) R_s er statisk motstand.
- b) En beste tilpassing til dempningsekspONENTEN $n = 0,2$ er funnet for sand og $0,18$ for leire av Gibson og Coyle i 1968. Strøm og Solland (2003, side 2) bruker $n=1$, som gir en lineær tilpasning. De skriver at dette er strengt tatt bare gyldig innen et begrenset område av hastigheter. De grunngir valget av $n=1$ med at koeffisientene er basert på kalibrering mot instrumenterte pæler med $n=1$.
- c) Alm og Hamre (1998) bruker Smiths jorddempningskonstant $J = 0,5$ s/m og $0,25$ s/m henholdsvis for pæletippen og for sidene. GRLWEAP (Strøm og Solland (2003, side 8) har default verdier for skaftdempning på $J = 0,65$ s/m for leire og $0,15$ s/m for sand. For pælespiss er default på $0,25$ s/m.
- d) v er hastighet.

Strøm og Solland (2003, side 2) skriver at dess større dempning som brukes dess lavere blir SRD. Det gjøres også antakelser om jordmotstanden langs pælen. Dess mer konsentrert motstanden er mot spissen, dess større blir SRD.

Rauche med flere (1992) skriver at Smiths jorddempningskonstanten øker kraftig med lave pelehastigheter (mindre enn 2-3 m/s). Det kan skje når en har problemer med å få ned pælen. Når hastigheten (v) går mot null går nok likevel det dynamiske bidraget mot null, selv om jorddempningskonstanten øker...

Alm og Hamre (1998) fant at forholdet mellom peletopp-energien og hammer-impact-energien var $0,85$ for en HMU-hammer og $0,95$ for en Hydrohammer. Blankenborg (1999) skriver at hun antar en maksimal hammereffektivitet på 85% . Hun har videre et energitap på 5% i koblinger mellom rørene. Slik at total effektivitet er 80% .

Observerte grunnforhold i pelene P7 og P8, samt BH3

Det ble etter pæleproblemene gjort grunnundersøkelser i de to pælene P7, P8 og utenfor pælene i borehull BH3. Dybden til toppen av sandlaget varierer mye (Langø, 2003). Det kan indikere en helning i lagrekken eller en diskontinuitet. Det kan også være at dybdene til lagrekkene inne i pælene P7 og P8 er blitt forskjøvet som følge av pælingen (Denley og Oestmo, 2003, side 24).

Valhall IP hull P7 + P8/P8A (Fugro, 2002) for P7: 52451mN 6237039mE vanddyp 73m

- a) 16,5-ca 19m grønn brun siltig finsand med tilfeldige medium store skjellfragmenter.
- b) ca 19-ca 33m stiv til svært stiv mørk grønngrå svakt lagdelt leire med tynne lag og og lommer av silt og tilfeldige svarte striper. Mange småstein ved 21,5m. Laget blir svært siltig sandig leire med tilfeldige grav grus og skjellfragmenter ved 30m.
- c) ca 33-35,5m mørk grålig sand med tilfeldige skjellfragmenter. Er innlagret med lommer og lag av silt og lommer av sand.
- d) 33,5-38,5m hard svært mørk grågrønn litt siltig foliert leire med tilfeldige lommer av silt.
- e) 38,5-51,2m mørk grå forsiktige leirholdig finsand. Den har skjellfragmenter og tilfeldig grus.
- f) 51,2-57,3m mørk grå og svart leire med mange lommer av finsand og tilfeldige skjellfragmenter i de øvre delene. Svært sandig leire fra 55,4m.
- g) 57,3-58,4m grå svakt leirig finsand.

h) 58,4-69,2m svært stiv til fast mørk grå blokkholdig leire med lommer av sand og tilfeldige innslag av og lommer av silt.

Valhall IP hull BH3 (Fugro, 2002) for P7: 524517mE 6237029mN vanddyb 73m

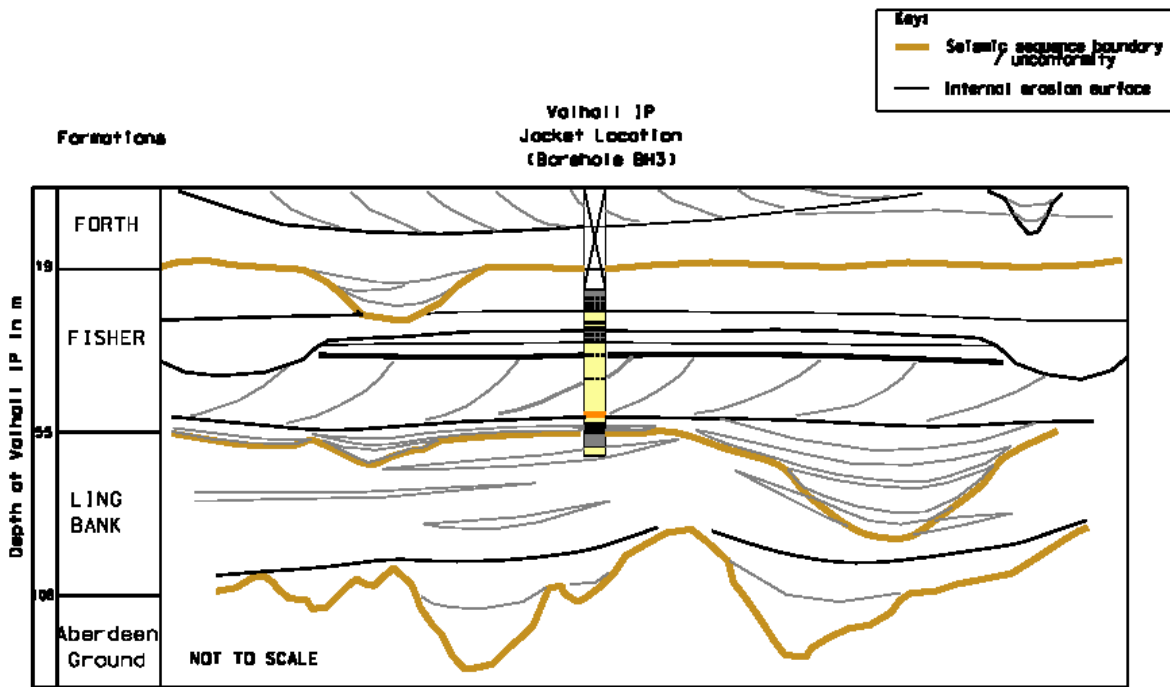
- a) 23,5m-28,5m mørk grå stiv til svært stiv leire med lag og lommer av silt og svarte "staining".
 b) 28,5m-33m mørk grå og grønngrå leirholdig og siltholdig sand. Det er et leirstein rullestein-lag på 2cm (!) ved 32,7m.
 c) 33m-35,9m hard grønngrå svært stiv til hard leire med lommer av silt og svart "staining". Su 300-550kPa. Vanninnhold ca 20%.
 d) 35,9m-54,6m mørk grå finsand med leirlag og siltlommer. Vanninnhold rundt 20%. Egenvekt rundt 2Mg/m³. Fjellfragmenter i grusstørrelse med 52,2m. Tatt opp flere metallbiter fra 53,5m-54,6m (!!). De er trolig fra "drill bit".
 e) 54,5m- 59,7m mørk grønn til svart svært stiv til hard leire, med sandlag. Har tilfeldige lag med skjellfragmenter.

Tabell 4: Lagrekkene etter boringene i P7, P8 samt i borehull BH3 (Langø, 2003).

Soil Unit	Depth interval (m)		Soil conditions
	P7 / P8/ P8A	BH3	
I	0 – 19	-	SAND, very dense
II	19 – 32	– 28.5	CLAY, s_u in range 200 – 350 kPa
III	32 – 35.5	28.5 – 33	SAND, assumed to be very dense
IV	35.5 – 38.5	33 – 35.9	CLAY, s_u = 400 kPa decreasing to 200 kPa
V	38.5 – 51.2	35.9 – 54.6	SAND, slightly clayey
V	51.2 – 57.4	54.6 – 60.0	CLAY with pockets of sand
V	57.4 – 58.4	60.0 –	SAND
VI	58.4 – 72.2		CLAY, s_u typically in excess of 400 kPa. Layer of sand between 69 and 70 m

Grunnforholdene ble vurdert slik at det ikke var muligheter for kampestein, men det ble funnet noen mindre steiner (10-12 cm i diameter) tilfeldig spredd i jorda da en tok ut massene i to av pelene. Sandlaget som startet ved en dybde på ca 37m var svært fast.

Denley og Oestmo (2003) har laget en figur som viser borehull BH3 sammen med det som kommer ut av seismikken på den aktuelle lokasjonen – se figuren nedenfor. Det viser altså en horisontal lagdeling, men i nedre halvdel av Fischer-formasjonene har en skråstilte lag.



Figur 6: Lagrekker og BH3 verdier i en figur (Denley og Oestmo, 2003). Merk at figuren ikke er i skala.

Geologisk tolkning

Fugro (2003, side 12) skriver at i BH3-laget ved 32,5m hadde en stein. Denne var lå på et hardt leirlag. Dette leirlaget hadde en betydelig økning i skjærstyrke mot toppen av laget. Normalt viser det til en erosjonsflate, som har vært utsatt for en "subaerial" prosesser. Den mest trolige forklaringen er at steinen er ført til stedet av en glaci-fluvial prosess.. Det kan også ha vært en sammenpresset paleosol – fossilt jordlag (paleosol = "old soil. buried soil horizons indicative of past soil conditions different from that presently prevailing."), som kan ha utviklet seg på erosjonsflaten før en igjen fikk sandavsetninger.

Fugro (2003, side 12) skriver at i BH3-laget ved 33m kan tyde på permafrost-aktivitet, islaster eller begge deler. Det kan ha vært en erosjonsflate.

Fugro (2003, side 12) skriver at i BH3-laget ved 45m-53,6 kan være fra en issegregering ved permafrostaktiviteter. Sandlaget fra 38,5-54,6m (Solland med flere, 2003, side 10) indikerer "prograding" og lagdel sand - trolig skogbunn. Den har vært utsatt for mer enn 1000m med is.

Grunnforholdene vs design

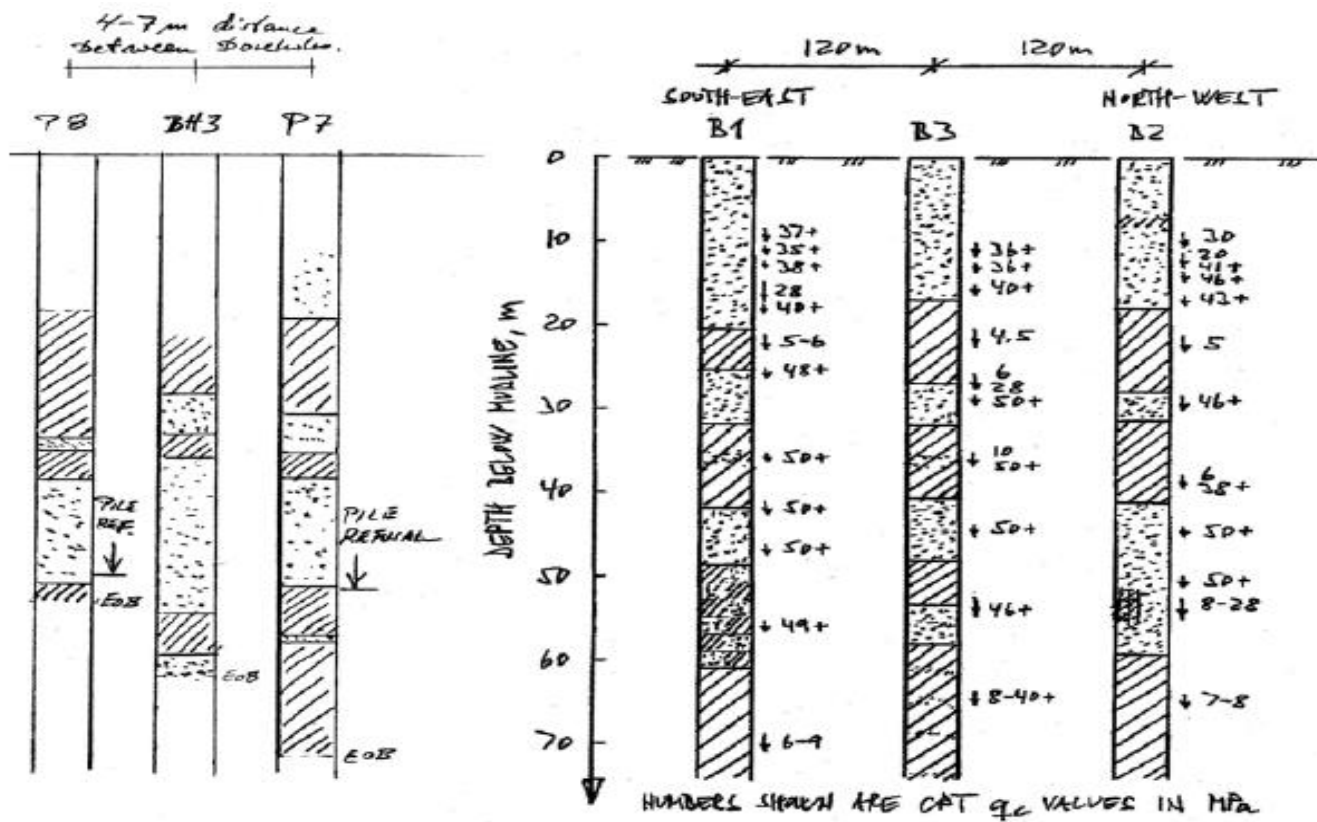
Jackson med flere (2003) har laget en sammenstilling av grunnforholdene i seks borehull som vist nedenfor.

Det var også problemer under prøvetakingen med å få tatt prøver pga fast sand.

Lagene varierer en god del fra borehull til borehull. I forhold til tykkelsen av sandlaget er det B2 som ligner nærmest den tykkelsen som er funnet i P7, P8 og BH3. Som vist på figuren, så problemene i både pæl P7 og P8 kom etter at pælene hadde gått et godt stykke gjennom sand.

Sandlaget kom høyere oppe, var tykkere og var fastere enn forutsatt i prosjekteringen.

Det er ikke noe som tilsier at det har vært sementering av jorda pga boreaktiviteter.



Figur 7: Sammenstilling av opplysninger fra borehull (fra Jackson med flere, 2003, side 14)

Valhall IP pælingen

SRD-verdier basert på pælingen av Vallhall IP

En antakelse på 60MN ville ha gitt ca 60 slag/m. Målte verdier var mellom 80 og 140 slag/m. Tilpassing til dette antallet med slag - tilsier SRD verdier i området 70-90MN (Jackson, 2003 og Langø, 2003, side 13). En antok så at en hadde SRD verdier på omkring 80MN (Jackson, 2003).

Strøm og Solland (2003, side 1) får en største SRD-verdi på ca 100MN for Valhall IP.

Behandlingen av pælene før rammingen

Akers design brief (2001) sier at i punkt 6.1 og 6.2:

“In addition a check of the maximum pile stress for the pile in sleeve condition where the hammer is resting on top of pile will be performed. This will be based on a pile and hammer self-weight penetration due to best estimate soil conditions. The inclination of the pile in sleeve, and the current on pile and hammer will be included. Pile Sway Analysis The hammer stick-up will be above sea level when start pile driving. A pile sway analysis where the pile and hammer is exposed to wave loading will be performed. This analysis will be performed by Saipem.”

Saipem mistet 24.08.2002 en pæl i forbindelse med installering. Pelen var 72 meter lang. Klypene som skulle holde pelen horisontalt langsmed "skutesiden" mistet taket og pelen traff bunn og velte vekk til den ene siden. Den traff ikke noe kritisk utstyr. Solland med flere (2003, side 7) skriver at dette var pel 4. Den ble tatt opp, inspisert og godkjent for videre bruk. P4 var en av de pælene kom ikke ned til ønsket dybde. Den var ikke påvirket av stormen 21.8.2002. Det ble gjort MPI av pælen (Saipem log), men det står ikke noe om at det ble gjort dimensjonskontroll.

Det var noe svaiing av fire av pælene når de sto i pileguidene - på grunn av bølger (Zandwijck, 2003). Amplitudene kunne være opp mot 1,2m (dvs 21.8.2002). Det kunne gi opp til 60mm bevegelser av pælen ved pælespiss. Det er usikkert om denne svaiingen var tilstrekkelig til å gi ekstra ovalitet ved pælespiss. To peler som ikke var utsatt for svaiing kom heller ikke ned. På grunn av uværet kan to av de nedre pileguide ha blitt fylt med sand, som kan ha bidratt til ovalitet under pælingen, men det er usikkert. Det er ikke vist at pælene ved start pæling, - hadde ovalitet utover det spesifiserte! Åpningen i pileguide var slik at den ikke kunne ha en ovalitet på mer enn 13mm. Se mer nedenfor.

Hammerne

Det ble brukt hammere med betegnelsen HMU 1700 og HMU 3000. Aker (2001, side 11) skriver at:

“Hammer data to be used in the pile driveability analysis with the computer program GRLWEAP will be as given in Table 6-1:

Parameter	MHU 1700	MHU 3000
Anvil weight	275 kN	432 kN
Anvil stiffness	50.000 N/mm	50.000 N/mm
C.O.R.	1.0	1.0
Roundout	1.0 mm	1.0 mm
Hammer efficiency	0.85	0.85

Table 6-1 Summary of hammer data

Refusal criteria will be taken according to the recommendation by Menck as:

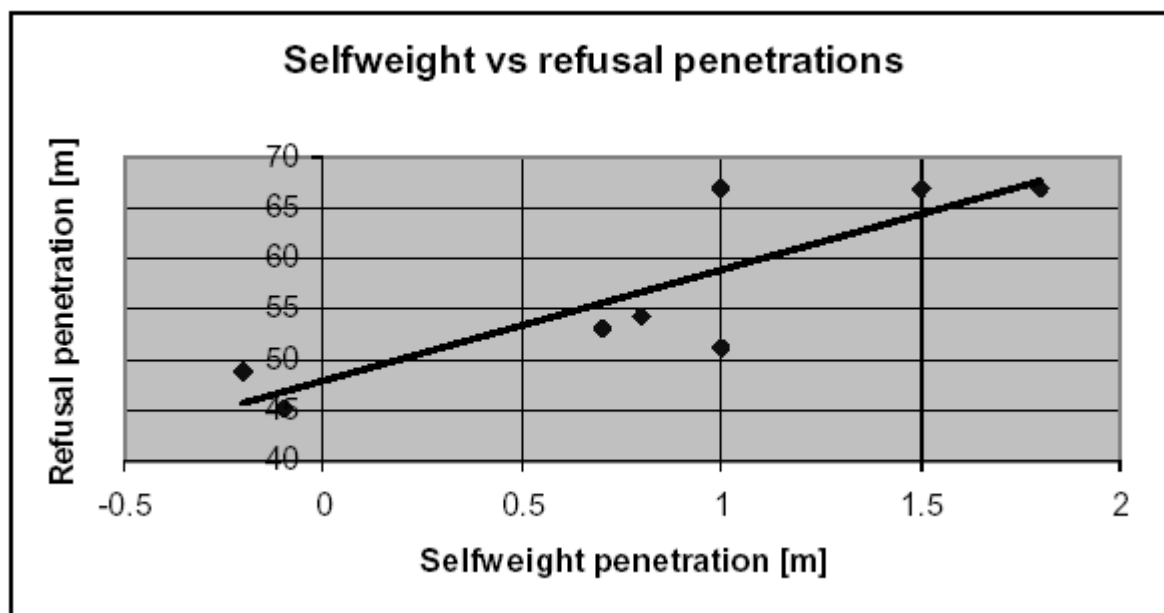
- 250 blows over each of six consecutive 250 mm increments.
- 1600 blows for an interval of 1.0 m (i.e. average of 400 blows/250 mm).
- 650 blows per 250 mm over one 250 mm increment.”

Slik jeg har forstått på BP på møter har de sjekket og funnet at pælehammeren fungerte som den skulle. Jeg har ikke funnet eller bedt om noen dokumentasjon på det.

Selvpenetrering av pælene

Saipem (2002) har beregnet selvpenetreringen til å være 3m. Aker (2002, side 15) angir en selvpenetrering på 4m som beste anslag, - med 3,2m som nedre grense. Når hammeren HMU 1600 kommer på toppen har Aker (2002, side 15) øket anslaget til 9m som beste estimat og 6,2m som nedre.

Zandwijk (2003) har laget en sammenstilling av penetrasjonen fra egenvekt som funksjon av hvor langt ned pælene kom under pælingen. De to sist installerte pælene hadde negativ penetrasjon, trolig som følge av at sand hadde kommet opp i pilesleeves under uværet før pælingen ble utført.



Figur 8: Penetrasjonen fra egenvekt som funksjon av hvor langt ned pælene kom under pælingen (Zandwijk, 2003).

Værforholdene under pælingen

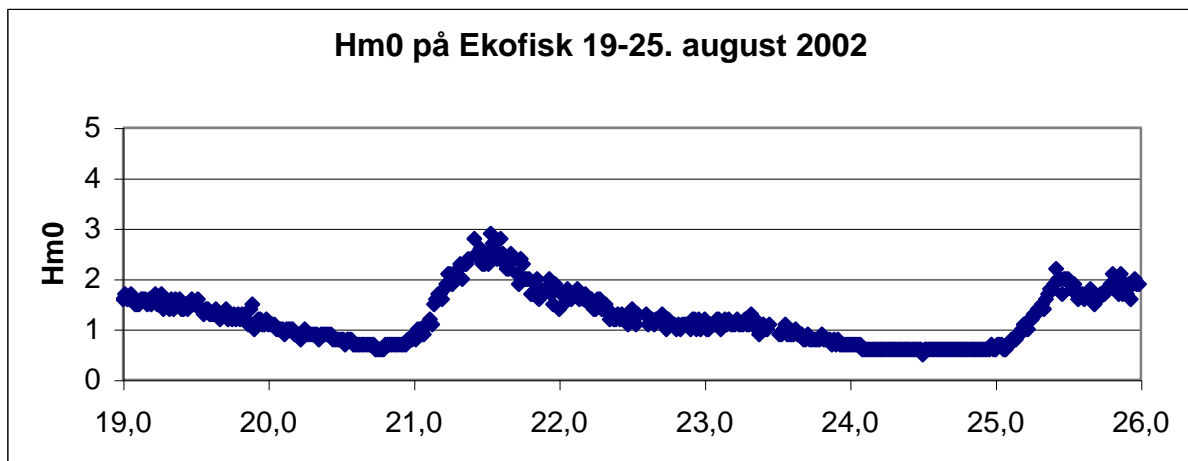
Saipem (2001) har gjort analyser for signifikant bølgehøyde i 2m og med Tz i området 3-9 sekunder, og for 3m sammen med Tz på 4-9 sekunder. De antar konservativt at for bølgehøyder under 2m kan de bruke verdiene for 2m. De skrev at tilstander med pel uten hammer på toppen ikke var nødvendig å vurdere!

Saipem (2001) har beregnet egenperioder for den oppstikkende pælen fra 3 til 6 sekunder (med hammer på toppen). Høyest egenperiode er det ved liten penetrasjon. En har ikke regnet på tilfeller uten hammer på toppen. Akers designrapport sier at Saipem skal regne på fri svai av pælene. Saipem gir svært lite informasjon om hva en regner på og hvordan.

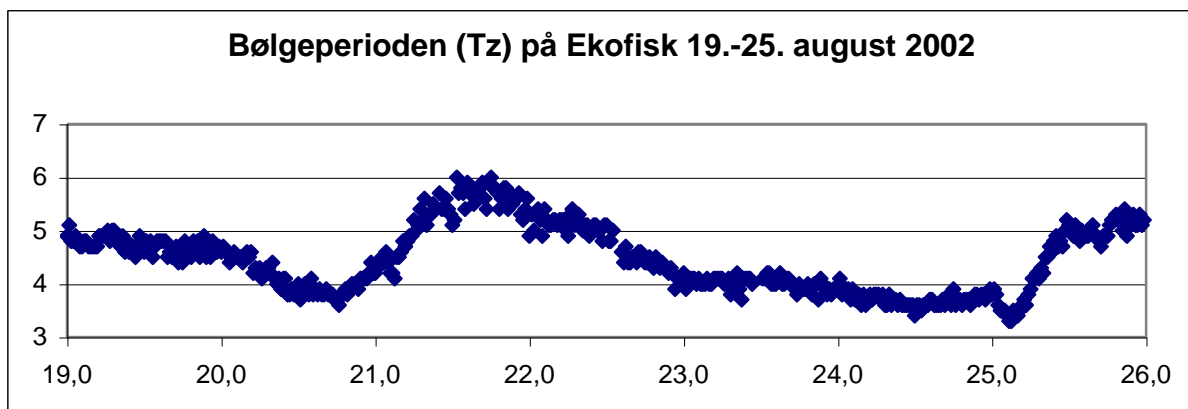
For 3m egenpenetrasjon skriver de at hammeren ikke kan plasseres om $H_s > 2,5\text{m}$ og $T_z < 4,8$ sekunder. For $H_s > 2,5\text{m}$ og $T_z = 5,5$ sekunder kan hammeren plasseres, men det er begrensinger i rammingen. Tabell 4.1 og 4.2 gir oppsummeringer.

Aker (4.6.2003, side 13) viser til analyser opp til $H_s=4\text{m}$. De gir godt under flytspenning i pælene. Uten hammer blir egenperiodene to sekunder, med liten hammer tre sekunder og med stor fire sekunder. Det forutsetter at pælene er innspent 3m under bakken.

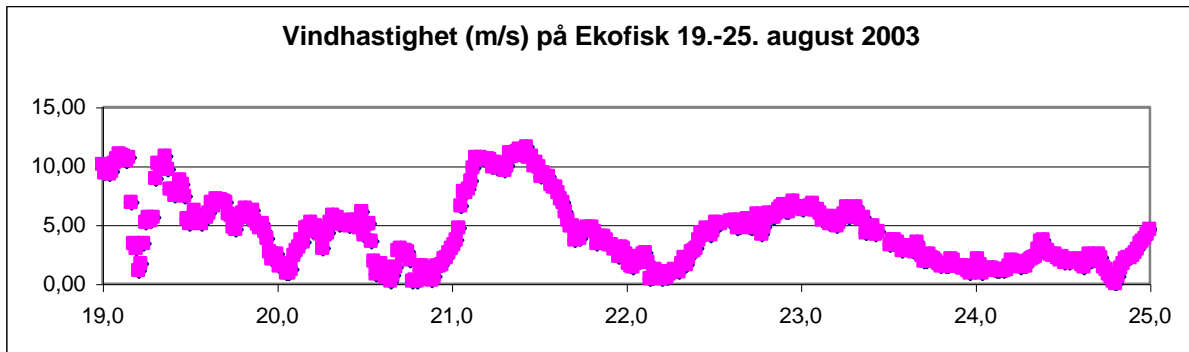
Som det framgår av rapportene om pæler som svaiet, så har det vært en del bølger under pæleoperasjonen. Fra DNMI (Iden, 2003) har vi fått tilsendt tidsserier med vind og bølger fra Ekofisk. Saipems målte bølgeperioder på Valhall ligger noe over (ca ett sekund) det som er målt på Ekofisk, mens vindhastighet og bølgehøyder samsvarer rimelig bra med Ekofisk.



Figur 9: Bølgehøydeutviklingen på Ekofisk 19.-25. august 2002 (etter Iden, 2003). Jeg har ikke informasjon om spekterne.



Figur 10: Bølgehøydeutviklingen på Ekofisk 19.-25. august 2002 (etter Iden, 2003). Økningen på slutten av perioden kommer uten tilhørende lokal vindøkning. En ser også at bølgeperioden (T_z) øker fra 3,5 sekunder til over 5 sekunder. Årsaken kan være økende bidrag fra dønning. Jeg har ikke informasjon om spekterne.



Figur 11: Utviklingen av vindhastigheten på Ekofisk 19.-25. august 2002 (etter Iden, 2003). Dumpen 19. august omkring klokka 5 er trolig en lavtrykkspassing (?), der en også ser at vindretningene skifter fort.

Hvordan stemmer så forutsetninger med resultatet:

- Den største egenpenetringen ser ut til å ha vært 1,8m. Flere er på null og også mindre enn null. Det er en god del mindre enn de 3-4m som Saipem og Aker antok. Pælene har da vært noe mer utsatt for svingninger enn det Saipems analyser forutsetter.
- Største bølgehøyde under installeringen var opp mot 3m - med Tz omkring 5,5-6 sekunder. Det ligger nær opp til det Saipem har analysert for.

Knekking og buling av pelespiss

For et rør på 2438*60mm (uten spiss) er knekkspenningen med aksiallast klassisk 6411MPa (Amdahl, 2003). Ved bruk av ABAQUS får han 1918MPa med en fri ende. Han viser også til andre som har fått 2372MPa for en liknende tilfelle med fri ende. Amdahl (Jackson mfl, 2003, side 26) regnte så på en modell med spiss. Han fikk at et aksialtrykk på pelespiss på 2960MPa over pelespiss-tverrsnittet på 30mm - gir knekking.

Jeg har prøvd å regne det samme som over, men med formler etter MSL (2001). Jeg får da at følgende aksiallaster gir klassisk knekking: 6300MPa og med API-formler med imperfeksjoner 3100MPa. Begge med tykkelse på 60mm. Dersom en bruker 30mm får en 3100MPa og 1600MPa. Virkeligheten er da trolig et sted i mellom.

Amdahl fant at en trenger et radielt trykk på de nederste 10cm av pelen på 122MPa for å få knekking. En får da tre bølger rundt sirkelen.

Amdahl har så sett på betydningen av imperfeksjoner: med 30mm og mer. Det tilsvarer en ovalitet på over 120mm. Knekkspenningene blir mer enn halvert. Det ble så gjort analyser med usymmetrisk belastning. En får da en betydelig endring fra ring-trykk til ring-bøying. Han har så sett på effekten av et hellende sandlag. En får da flyt ved et "chamfer-trykk" på 24MPa og brudd ved 40MPa. Tøyningen knyttet til dynamiske trykkpulser vil øke flytespenningen med 10-15%.

Amdahl regner så både for leire og sand – med varierende ovalitet. Han sier ikke noe om den jordmodellen han bruker eller egenskapene til jorda. Imperfeksjoner (som ovalitet) gir kraftigere reduksjon i bruddmotstanden i leire enn i sand.

Friksjon, spissmotstand og ringtrykk

Utformingen av pelespissene gjør at en får ringspenninger og friksjonslaster parallelt med overflaten til spissen. De gir en horisontal radiell lastkomponent. Jackson med flere (2003, side 22) skriver at det gir en samlet radiell last på 3 MPa/m rundt pelen ved spissen. Jackson med flere (2003, side 1 og 29) skriver at for å få de observerte deformasjonene måtte en ha dobbelt så stor jordmotstand, som det som var rimelig. De undersøkte så muligheten for å få en gradvis økning av deformasjonen gjennom ulike lag. For å få den observerte deformasjonen måtte de ha over 40 mm start ovalitet.

Jackson med flere (2003, side 39) skriver at de har brukt noe de kaller "cavity expansion theory". Med 60mm pælespiss får de 40-55MPa. Det beregnede pælespiss- trykket er 10MPa som en øvre grense. En sammenlikning av drenert og udrenert analyse viser små forskjeller.

BP (18.8.2003 - gruppe A - Randolfs presentasjon) skrev at netto radially trykk var en funksjon av relativ friksjon internt og eksternt. Spissen gir økt ytre trykk og mindre indre trykk enn uten spiss. En ville få radielt trykk mellom 2 og 10MPa. Spissmotstanden er ca 0,45 til $0,55 \cdot q_c$ - som om q_c er omkring 80MPa vil gi omkring 40MPa.

Sturt (2003, side 14) har gjort en jord-konstruksjonsanalyse. Han skriver at vertikalspenningene på det flate området (30mm) var betydelig større enn forventet fra teorien. En får omtrent den samme lasten som for 60mm, men da fordelt over halve tykkelsen! Han får radielle trykk på ca 10MPa.

Sikkerheten av pælene i dag

Deformerte pæler

De nederste delene av pælene på Valhall IP er deformert. De er så langt en kan se fra de pælene som er åpnet bare deformert og ikke gått i brudd. Deformasjonegenskapene til stålmaterialer er bra.

De vil neppe bli utsatt for tilsvarende belastning igjen slik at gjentatt flyting neppe er et problem. De vil ha kunne ta mindre spissmotstand enn det som forutsatt om en regner med plugg, men vi må gå ut fra at dette er ivare tatt i analysene av ryggsekk løsningen.

For pælene som ikke er tømt for jord, kan tilstanden være både bedre og verre enn i de to som er åpnet. Dette ble tatt opp i vårt tilsyn hos Aker. Tilbakemeldingen fra Aker var at det ikke ville være noe problem for styrkeanalysene.

Resterende utmattingskapasitet av pælene

I møtereferatet 17.12.2002 står det: " NPD - AK noted that the fatigue utilization factor for the as installed piles has been reduced to about 0.2 due to the hard driving. For a high consequence pile without possibility for inspection the NORSOK N-001 requires the fatigue utilization factor to be less or equal to 0.1. Actions: Aker to ask for BP to apply to NPD for a dispensation Aker to propose a testing and inspection program on the section of the piles, which are removed. Aker/BP to propose compensation measures which would ultimately achieve the same factor of safety Aker to perform a further analysis, which includes the installed insert sections. This will greatly improve the BM capacity of the top of the piles and may well rectify the problem and remove the need for a dispensation?"

Det kom så fram under vårt tilsyn av ryggsekk løsningen at en ved en fornyet gjennomgang av utmattingsanalysene ved hjelp bl.a. av DNV (Inge Lotsberg) hadde kommet vesentlig bedre ut av det enn tidligere. I vår tilsynsrapport etter tilsynet med ryggsekk løsningen på Valhall IP skrev vi: "*NORSOK N-004 er anerkjent norm for prosjektering av stålkonstruksjoner. I prosjektet var det tatt i bruk utkastet til revidert NORSOK N-004 og en tekst i NS 3472 for valg av SN-kurver og spenningskonsentrasjonsfaktorer. Vi ber om at BP informerer kort om grunnlaget for valget.*"

BP svarte da: "*I forbindelse med dokumentasjon av utmatningsskade i de allerede rammede pælene ble det klart at noen pælene ikke ville tilfredsstillende kravet til utmatningsskade, dersom disse ble beregnet etter de samme metoder som i opprinnelig design. Forskjellige vurderinger ble gjort og prosjektet kontaktet i den forbindelse Dr Inge Lotsberg ved DnV. Han meddelte at en fabrikkstoleranse på 10% av platetykkelsen egentlig ligger innbakt i SN kurvene, og ved å ta hensyn til dette vil utmatningsskade bli betraktelig redusert. Dette er beskrevet i nye NS 3472, og revidert Norsok N-004, vil referere til denne standarden.*"

I brevet fra BP av 28.8.2003 skriver de at utmatningssaken fra tilsynet er lukket. Vi har så fått Aker rapporten fra 4.6.2003 som viser at en klarer å oppnå en sikkerhetsfaktor på 10 for utmatting for alle pælene.

Konklusjoner

Den tekniske delen av granskingen som er utført av de to gruppen ser ut til å ha høy teknisk kvalitet. De aktuelle årsaksforhold ser ut til å være behandlet med et høyt detaljeringsnivå.

Det var en feilvurdering av BP å ikke gjøre grunnundersøkelser. Det var riktig av OD/OED så å sette krav om grunnundersøkelser i forbindelse med PUD. Vår vurderingen om så å akseptere seismikk rundt lokasjonen i stedet for grunnundersøkelsene er tvilsom.

Sandlaget var noe høyere oppe, var tykkere og var også fastere enn forutsatt i prosjekteringen.

Materialeegenskapene til pælene var gode. De hadde høy seighet, og styrke godt over det som var spesifisert. Ovaliteten var innenfor spesifiserte verdier.

Pæleutformingen med spiss - ser ut til å være en uheldig løsning. Feilprosenten er for høy. Årsaken er at en får betydelige innadrettede radielle trykk på spissen, som kan bøye den innover.

Pælene er satt ut i bølger opp til tre meter signifikant. Behandlingen av pælene er etter mitt skjønn neppe årsak til problemene.

Hovedårsaken til at pælene ikke kom til ønsket dybde er etter mitt skjønn fastere grunnforhold enn forutsatt og pæleutformingen med spiss.

OD skrev i sin rapport etter tilsyn av ryggsekk-løsningen i 2003: "Når den tekniske granskingen er klar bør en også fastlegge de øvrige forholdene som er beskrevet i veiledningen til styringsforskriften § 19, herunder

- d) menneskelige, tekniske og organisatoriske årsaker til fare- og ulykkessituasjonen, samt i hvilke prosesser og på hvilket nivå årsakene kan finnes,
- e) hvilke barrierer som har sviktet, årsakene til at barrierene sviktet, og eventuelt hvilke barrierer som burde vært etablert."

Dette er foreløpig ikke gjort. BP skriver 28.8.2003 at det vil bli gjort i forbindelse med forsikringsoppgjøret, men at det kan ta tid.

Regelverksimplikasjoner og sikkerhetsmedling

Zandwijk (2003) viser til at i 21 av 188 tilfeller i Nordsjøen fikk en ikke pælene ned til ønsket dybde. Det vil si at i 11% av tilfellene (!). For spisse pæler i fast sand (som på Valhall) var feilprosenten så høy som 31%!! Når en som på Valhall ender opp med en regning på en milliard kroner, sier det seg selv at risikoen er for høy. Det er større usikkerhet enn det som framkommer av analyser. Det er nødvendig med økte marginer for å sikre seg at pælene går ned. Dette er i hovedsak en økonomisk risiko, men blir fort også et sikkerhetsproblem når en må bruke langt flere slag enn antatt og en kan ende i unntakssituasjoner med hensyn til utmatting og styrke.

Vi bør sette strengere krav til grunnundersøkelser for pæler. Et forslag til tekst til NORSOK N-001:

" Det skal gjøres grunnundersøkelser for alle pælefundamenter. En skal ta overflateprøver for vurdering av erosjon. Det skal foretas kontinuerlig CPT som skal gå ned til pæledybden, samt en influenssone som er minst 3m under pælespiss. Det skal tas prøver med et sampling intervall som ikke overstiger en meter. Undersøkellesstedene bør plasseres utenfor konstruksjonen og jevnt fordelt omkring den, slik at en får interpolering i stedet for ekstrapolering. En kan bruke seismikk uten å gjøre nye undersøkelser, dersom avstanden mellom fundamentet og nærmeste undersøkelsespunkt ikke overstige 30-50m. Avstanden er avhengig av områdets geologi."

OD bør lage en sikkerhetsmelding om pæleutformingen. En bør der i hovedsak beskrive det Zandwijk har funnet.

Referanser

Aker Kværner Technology: Valhall IP Platform - Pile refusal, Oslo, 31.8.2002

Aker Kværner Technology: Valhall IP piggyback pilecluster, design brief pushover analysis, Oslo, revisjon 02 av 31.1.2003.

Aker Kværner Technology: Valhall Water Injection project, Foundation analysis and design report – jacket with piggy back, revisjon 03, Oslo, 4.6.2003.

Aker Maritime: Valhall IP Jacket, design brief – foundation, versjon 02, Oslo, 27.03.2001

Aker Maritime: Valhall IP Platform, Foundation analysis and design report, IP-AO-N-9451, revisjon 03, 6.3.2002.

Aker Maritime: Valhall water injection platform, tegning jacket piles, leg A2, versjon 05, Oslo, 19.10.2001

Alm Torstein and Liv Hamre (1998): 'Soil model for driveability predictions', Offshore Technology Conference, OTC Houston 1998. Artikkel no. 8835. Artikkelen finnes ikke i den trykte utgaven, men er vedlagt i Blankenborg (1998).

Amdahl Jørgen: Valhall Water injection platform jacket – plastic buckling analysis, Sintef, technical note, 12.3.2003.

Barbour R J og C Y Erlich: Analysis of in-situ reformation of flattened large diameter foundation piles using ABAQUS, UK ABAQUS Users Conference, Oxford, September, 1994.

Blankenborg Gry: Huldra WHP jacket design engineering, foundation report, revisjon 02, Aker Maritime, Oslo, 20.12.1999.

Denley Martyn og Svein Roar Oestmo: Review of foundation zone conditions at Valhall IP jacket location, block 2/8, Norwegian sector, North se for panel B, Geo Surveys AS, Nesøya, 8.5.2003.

Elf Aquitaine Norge: "Heimdal platform 1, Design, fabrication and installation resume - Installation resume", 1985,

Erlich Carl: BP Valhall IP platform. Investigation into piling difficulty. Soil-pile interaction during Installation; BASIL analysis, Advanced Geomechanics, Nedlands, Australia, 13.5.2003.

BP: Valhall water injection project jacket remediation, brev av 10.3.2003

Fugro Limited: Report, laboratory testing, Valhall 'A' and Hod fields, blocks 2/8 and 2/11, Norwegian sector, North sea. Report no. U0158-2 to Amoco Norway oil company, 1977.

Fugro Limited: Report, laboratory testing, 1978 soil investigation, Valhall field, block 2/8, Norwegian sector, North sea. Dec. 1978. Report no. U0312-2 to Amoco Norway Oil Company Inc., 1979.

Fugro Limited: Field report Valhall IP site investigation 2002, block 2/8, Norwegian sector, North Sea, report 23322-1, Herteford, 29.11.2002.

Fugro Limited: Laboratory and in-situ testing report Valhall IP site investigation 2002, block 2/8, Norwegian sector, North Sea, report 23322-2, revisjon 02, Herteford, 2.7.2003.

Iden Knut: Bølgemålinger på Ekofisk, DNMI, epost 10.09.2003.

Jackson Gordon, Gudmund Eikesund, Jørgen Amdahl, Fritz Nowacki og Mark Randolph: Valhall Water injection project, platform jacket. Investigation into premature pile refusal, BP og AkerKværner, 2003.

Langø Hans: Valhall IP piling investigation, back-analysis of pile driveability, Geopartner Marin AS, Trondheim?, 6.3.2003.

MSL: A study of pile fatigue during driving and in-service and of pile tip integrity, HSE offshore technology reports, nr 2001/018, Norwich, 2001.

Rausche F, G G Goble og G Likins: Investigation of dynamic soil resistance on piles using GRLWEAP, Proceedings of the Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, The Netherlands, September 1992.

Saipem: Valhall water injection project – transportation and installation, Pile stick-up analysis, revisjon A, 8.11.2001.

Solland Gunnar, Richard Jardine, David Nethercot, Steinar Nordahl, Svein Roar Østmo og Kees van Zandwijk: Valhall expert panel review. IP platform refusal final report. 9.5.2003.

Strøm Pål og Gunnar Solland: Valhall IP platform. Pile refusal. Comparative drivability post-analysis for the IP and WP piles. Report 2003-0237, DNV, 2003.

Sturt Richard: Valhall IP piling investigation. Soil structure interaction analysis, Ove Arup & Partners Ltd, 14.5.2003.

TDA: Valhall FE Pile Sway analysis, Oslo, revisjon 1, 14.1.2003.

TDA: Valhall Water injection jacket, detailed FE analysis of piggy back pile solution, revisjon 0 av 7.3.2003.

van Zandwijk Kees: Valhall IP expert panel B, Survey of driving histories, Heerema Marine Contractors Nederland BV, Leiden, 5.5.2003.

van Zandwijk Kees: Valhall IP expert panel B, Pile handling investigation, Heerema Marine Contractors Nederland BV, Leiden, 5.5.2003.