TEKNISK RAPPORT

JERNBANEVERKET

BRUKERMANUAL OG DOKUMENTASJON AV FUNDAMAST.
REGNEVERKTØY FOR ANALYTISK OPPFØRSEL AV MASTEFUNDAMENT

RAPPORT NR. 2007-1459

REVISJON NR. 07

DET NORSKE VERITAS

TEKNISK RAPPORT

Dato for første utgivelse:	Prosjekt nr.:
2007-09-05	71910012
Godkjent av: Jan Holme Avdelingsleder Foundations	Organisasjonsenhet: Foundations
Oppdragsgiver: Jernbaneverket	Oppdragsgiver ref.: Ali Reza Sadeghi

DET NORSKE VERITAS AS
DNV Energy Region Nordic and Eurasia
Well, pipelines and Subsea
Veritasveien 1
1322 Høvik
Norge
Tel: +47 67 57 99 00
Fax: +47 67 57 99 11
http://www.dnv.com
Org. No: NO 945 748 931 MVA

Sammendrag:

Denne DNV Rapport nr. 2007-1459, rev.07 " Brukermanual og dokumentasjon av FUNDAMAST regneverktøy for analytisk oppførsel av mastefundament" er en oppgradering av den tidligere rapporten:

DNV Rapport nr. 2001-0458, rev.06 "Brukermanual og dokumentasjon av FUNDAMAST regneverktøy for analytisk oppførsel av mastefundament"

Vi henviser til tidligere sammendrag beskrevet i den rapporten for den aktuelle brukermanualen.

I denne revisjon 07 er kommentarer rundt det nye "Plasstøpt fundament med boltavst. 191x374" implementert. Oppgraderingen siden tidligere rapport bygger på at fundamentet over har blitt implementert i nye FUNDAMAST ver. 4.0. Det nye fundamentet "Plasstøpt fundament med boltavst. 191x374" er analysert på lik måte som de tidligere implementerte plasstøpte fundamentene.

For ytterligere informasjon om det nye fundamentet henvises till DNV Rapport nr. 2007-1295, rev 0.1 "Analyse dokumentasjon før FUNDAMAST Ver. 4.0".

Rapport nr.:	Emnegruppe:
2007-1459	P4

Rapporttittel:

BRUKERMANUAL OG DOKUMENTASJON AV FUNDAMAST.
REGNEVERKTØY FOR ANALYTISK OPPFØRSEL AV MASTEFUNDAMENT

Utført av:
Johan Slätte

Verifisert av:
Jan Holme

Dato for denne revisjon:	Rev. nr.:	Antall sider:
2007-09-05	07	48+Appendix

Indekseringstermer

Mastefundament
Geoteknikk
Analyser
Dokumentasjon

☒ Ingen distribusjon uten tillatelse fra oppdragsgiver eller ansvarlig organisasjonsenhet, dvs. fri distribusjon innen DNV etter 3 år

☐ Strengt konfidensiell

☐ Fri distribusjon

Innholdsfortegnelse *Side*

1 SAMMENDRAG 2

2 INNLEDNING 4

3 BRUKERMANUAL – VIRKEMÅTE 5
3.1 Fundament 7
3.2 Systemkonfigurasjon 8
3.3 Belastning 9
3.4 Grunnforhold 10
3.5 Utføre beregningene 10
3.6 Presentasjon av resultater 11
3.7 Kommunikasjonsfil mellom KL_fund og FUNDAMAST 16
3.8 Bardunfundamenter 17
3.9 Idealiserte Grunnforhold 21

4 AKTUELL BELASTNING 27

5 BØYESTIVHET AV ANALYSERTE MASTEFUNDAMENT 30
5.1 Gyset Pele fundament 30
5.2 Plasstøpt fundament 31

6 METODIKK FOR DE UTFØRTE ANALYSENE 33
6.1 Gyset Pele fundament 33
6.2 Plasstøpt fundament 35
6.3 Bardunfundamenter 36
6.4 Valg av partiell sikkerhetskoeffisient i grensetilstanden 36

7 POSTPROSSESSERING AV ANALYSENE 38

8 PROGRAM VALIDERING 39
8.1 Generelt 39
8.2 Tester utført ved Nodeland stasjon 39
8.3 Tester utført på strekning Sarpsborg og Halden 45
8.4 Tester utført på strekning Aspedammen og Prestebakke 46

9 REFERANSER 48

Appendiks A Eksempel på Peleanlyse
Appendiks B Eksempel på Plasstøpt fundament analyse
Appendiks C Eksempler fra post prosesseringen
Appendiks D FUNDAMAST - Beregningseksempel

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Appendiks E Program validering
Appendiks F Implementering av terreng helning

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Revisjonstabell

Rapport No	Program versjon		Dato
2001-0458, rev 01	FUNDAMAST ver. 1.0	Utgitt for kommentarer	29 Mars 2001
	FUNDAMAST ver. 1.1	Oppdatert i henhold til kommentarer. Behov for endringer av programmet identifisert og lagt til en Fase 2 av prosjektet. Ytterligere utvidelser diskutert (Fase 3).	22 Juni 2001
2001-0458, rev 02	FUNDAMAST ver. 1.2	Endelig programversjon i henhold til Fase 2.	8 August 2001
2001-0458, rev 03	FUNDAMAST ver. 2.0	Program vesentlig endret for å inkludere bardunfundamenter.	4 Februar 2002
2001-0458, rev 04	FUNDAMAST ver. 2.1	Databasen utvidet for å dekke kortere peler (mellom 2 og 3 meter) for ”Middels fast leire”, ”Medium sand” og ”Fast sand (grus / stein)”.	4 September 2002
2001-0458, rev 05	FUNDAMAST ver. 3.0	Hellende terreng implementert i programmet for fast sand (grus/stein) og middels fast sand for alle fundament typer og ved belastning henholdsvis inn i og ut av skråningen	21 Oktober 2003
2001-0458, rev 06	FUNDAMAST ver. 3.1	Oppdatert i henhold til kommentarer. En mindre uoverensstemmelse i ver.3.0 for gysede pelefundamenter er rettet opp. Oppdatering av databasen for gravedybder mellom 2.5m og 3.0 m er implementert. Formel på side 15 med tilhørende programkode er endret til: $d_{h0} = d_{h0,F} + (FH + EM) \cdot \sin(\alpha_{0,F})$ der EM angir e-mål (negativ verdi når topp av fundament står over skinne overkant)	16 Desember 2003
2001-0458, rev 07	FUNDAMAST ver. 4.0	Program oppgradert for å inkludere et nytt plasstøpt fundament, ”Plasstøpt fundament med boltavst. 191x374”.	16 August 2007

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

1 SAMMENDRAG

Et regneverktøy er utviklet som dokumenterer den analytiske oppførsel av 2 ulike hovedtyper av mastefundament for kontaktledninger, gyset pelefundament og plasstøpt betong fundament.

Momentrotasjonsforløp fra analyser utført med to beregningsprogrammer er tilpasset polynom funksjoner av høyere orden. Koeffisientene til disse polynomene utgjør en database som det utviklede regneverktøyet henter sine resultater fra.

Regneverktøyet er i form av et EXCEL regneark, med forklarende ledetekst til brukeren.

Input til regnearket er i form av:

- Fundamenttype
- Belastning
- Grunnforhold

Programmet foretar ikke noen form for interpolasjon av resultater mellom ulike grunnforhold, eller kombinasjoner av dette gitt en lagdeling i grunnen. Dette anbefales heller ikke utført av brukeren. Det er en forutsetning for riktig bruk av programmet at antagelsene på grunnforhold kan verifiseres mot de stedlige forhold. De forhåndsdefinerte grunnforhold er imidlertid etablert med tanke på at de skal være konservative innenfor følgende hovedkategorier:

- Bløt leire
- Middels fast leire
- Løs sand
- Middels fast sand
- Fast sand (grus / stein)

Aktuell belastning for fundamentet ble etablert av Jernbaneverket forut for analysene, og viser at den er totalt dominert av momentet og at forholdet mellom skjærkraft og moment er konstant. Dette var også en forutsetning for å foreslå den forenklede fremgangsmåte som ligger til grunn i analysene. En funksjonalitet som er lagt til i denne versjonen av programmet er imidlertid å kunne spesifisere en kurvebardun. I dette tilfelle er det antatt at all horisontal last overføres til denne, slik at belastningen for mastefundamentet kun blir en øket vertikal last. For dette lasttilfelle foretar programmet en sjekk av tilstrekkelig bæreevne for mastefundamentet. All henting av forskyvningsresultater fra databasen gjøres ut i fra den momentbelastning som brukeren henter inn til programmet.

Programmet er validert mot totalt 3 forsøksserier foretatt på henholdsvis plasstøpt fundament (1) og gyset pelefundament (2). Denne valideringen gir grunnlag for å konkludere med at programmet gir god overensstemmelse mellom forsøk utført på tilsvarende fundament. Mindre oppraging av fundamentet i forhold til det som ligger til grunn i databasen til programmet er konkludert til å ha betydning for forskyvningene. Resultater som fremkommer ved bruk av programmet er konservative.

For avspenningsmaster er bardunfundamenter av gysede peler inkludert. De samme grunnforhold som gitt over er lagt til grunn. Bardunfundamentene får en kombinasjon av horisontallast og strekk som genereres utefra input fra brukeren. Opp til tre barduner kan knyttes til ett og samme

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

fundament. For avspenningsmaster er økningen i vertikal kraft som en følge av avspenningen allerede inkludert i belastningen som hentes inn av brukeren, slik at det ikke er noen interaksjon i programmet mellom avspenningsbarduner og mastefundamentet. Fundamenter til kurvebarduner er ikke behandlet.

Programmet behandler ikke de praktiske sidene rundt etablering av de ulike fundamentene med den nødvendige lengde i jord (pel) eller grave dybde (plasstøpt) som fremkommer ved bruk av programmet i de forskjellige grunnforhold og med en gitt belastning.

Regneverktøyet inkluderer ikke forskyvninger av fundamentet som ikke er dekket av den aktuelle belastningen (eks. rystelser, telehiv eller mangel på stabilitet av banelegemet).

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

2 INNLEDNING

På oppdrag fra Jernbaneverket har vi utviklet et regneverktøy som dokumenterer den analytiske oppførsel av 2 ulike hovedtyper av mastefundament for kontaktledninger, gyset pelefundament og plasstøpt betong fundament

Denne rapporten er en dokumentasjon av det som ligger til grunn for den analytiske oppførselen.

Momentrotasjonsforløp fra analyser utført med to beregningsprogrammer (PLAXIS og SPLICE) er tilpasset polynom funksjoner av høyere orden. Koeffisientene til disse polynomene utgjør en database som det utviklede regneverktøyet henter sine resultater fra.

Regneverktøyet er i form av et EXCEL regneark, med forklarende ledetekst til brukeren.

Regneverktøyet er gitt navnet:

FUNDAMAST versjon 4.0

Brukerstøtte til regneverktøyet skal koordineres gjennom Jernbaneverket.

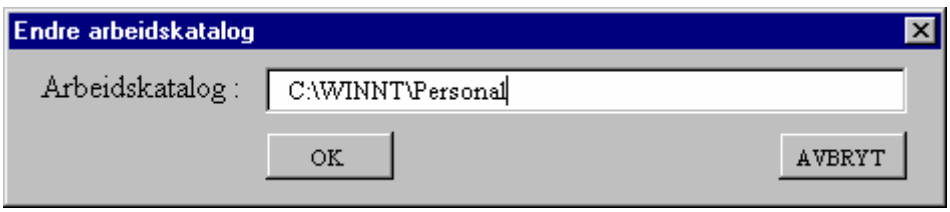
Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

3 BRUKERMANUAL – VIRKEMÅTE



Figur 3-1 Forsidebilde i programmet

Fra forsiden i programmet kan brukeren manøvrere seg til et ark som beskriver programmet, foreta beregninger av henholdsvis mastefundament eller bardunfundament, dokumentere beregningene i en tabell eller hente opp brukermanualen (denne rapporten). Videre gis brukeren her anledning til å spesifisere arbeidskatalog. Programmet vil lete etter kommunikasjonsfiler (se kapittel 3.7) på den katalogen som angis



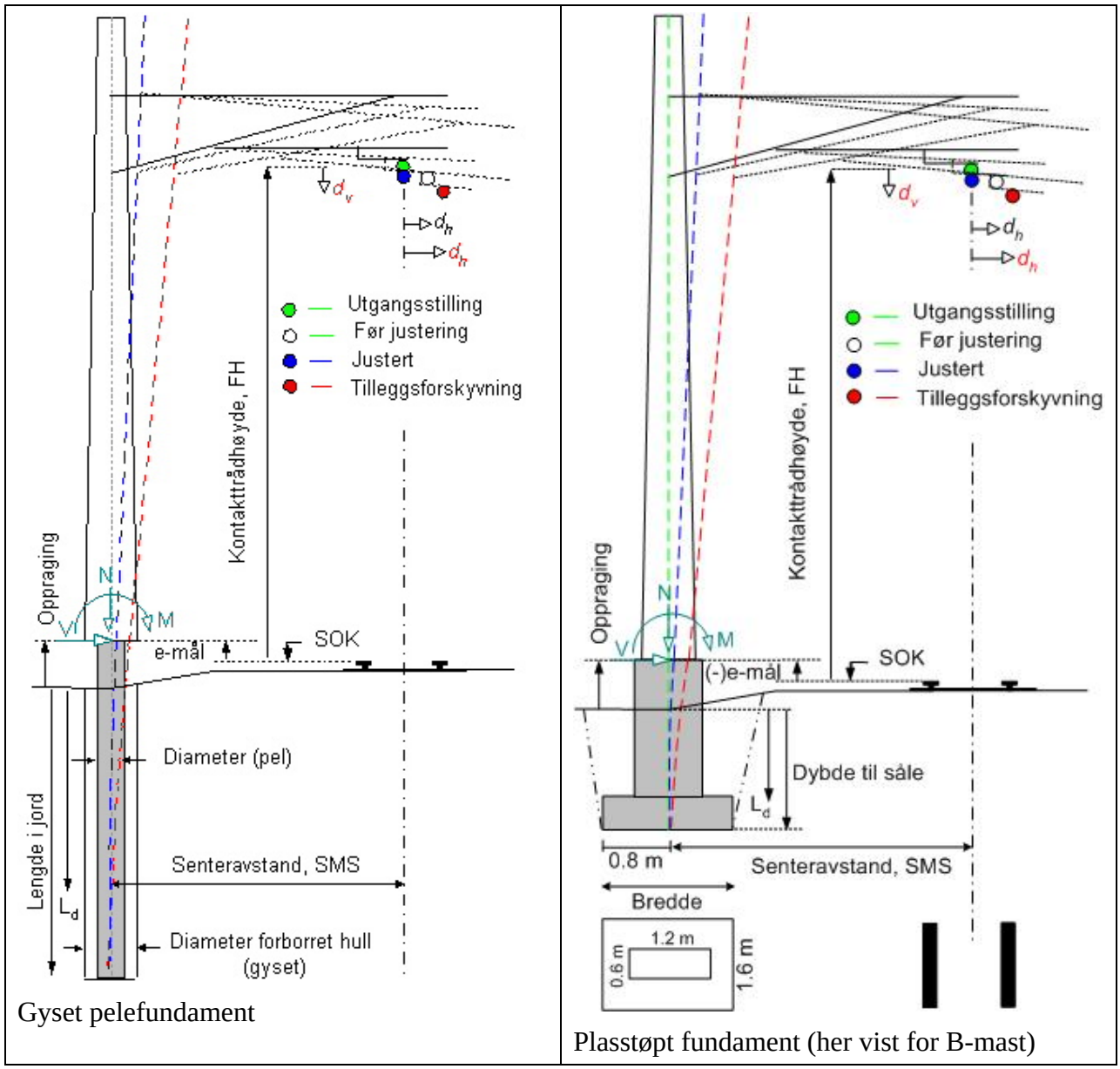
Dersom programmet ikke finner brukermanualen (denne rapporten) på arbeidskatalogen, får brukeren anledning til å angi en katalog som kun gjelder for brukermanualen. Brukermanualen åpnes som et *Microsoft Word* dokument med kun lesetilgang.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

All input til mastefundament delen av programmet gjøres innenfor ett skjermbilde. Valgbar input vises med en "nedtrekk-meny" der brukeren velger ut fra en tabell.

Input til programmet er konsentrert i 4 bolker: Fundament, Systemkonfigurasjon, Belastning og Grunnforhold.

De to hovedtyper av fundamenter er vist i Figur 3-2. Denne figuren gir samtidig en oversikt over den terminologien som er benyttet for input og resultatpresentasjon.



Gyset pelefundament

Plasstøpt fundament (her vist for B-mast)

Figur 3-2 Hovedtyper av fundamenter og terminologi som benyttes i programmet

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

3.1 Fundament

Nummer /ID	Banestrekning 0010 Oslo S, Mast nr. 7, Fundament nr. 3, Prosjektnummer 1111
Type	Gyset pelefundament (Mofix)
Diameter (mm)	355
Lengde i jord (mm)	3500

Nummer / ID — Tekst som er dekkende for analysen og i henhold til Jernbaneverkets identifisering av fundamenter (f.eks. Banestrekning, mastenummer, Fundamentnummer, prosjektnummer)

Type — 4 hovedtyper er analysert og kan velges:
Gyset pelefundament
Plasstøpt fundament (E 7387, B-Mast)
Plasstøpt fundament (E 7388, H-Mast)
Plasstøpt fundament med boltavst. 191x374

For gyset pelefundament må brukeren gi inn følgende:

Diameter — 3 diametre er analysert og kan velges:
D = 0.355 m
D = 0.410 m
D = 0.555 m
Diameteren som skal settes inn er pelediameter, og ikke bordiameteren. Bordiameteren benyttes i analysen (se Tabell 6-1).

Lengde i jord — Lengde av pel som står i jord regnet fra senter av peleaksen.
Følgende verdier er valgbare [L_{min} , … , L_{max}]:

Bløt leire	[3.5m, … , 5.5m]
Medium leire	[2.5m, … , 4.5m]
Løs sand	[3.0m, … , 5.0m]
Middels fast sand	[2.5m, … , 4.5m]
Fast sand	[2.0m, … , 4.0m]

Generelt gjelder et intervall på 0.1m.

For plasstøpt fundament må brukeren gi inn følgende:

Bredde — 4 bredder er analysert og kan velges
B = 1.6m
B = 1.8m
B = 2.0m
B = 2.2m
Dette er fundamentbredde normalt på linjeføringen.

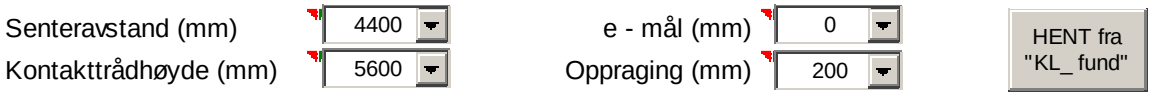
Dybde til sålen — Dybde til sålen er dybde til underkant av fundament sålen. Denne dybden skal være minste dybde fra terreng ned til underkant av fundamentsålen regnet over hele sålens bredde. I analysene er et

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

horisontalt terrengnivå benyttet (ref. jordskjæring /1/ og /2/). For fyllingsskråninger bør minste dybde ned til sålen benyttes i mangel av detaljerte analyser som kunne ha gitt grunnlag for andre valg. Verdiene som er valgbare går generelt fra 1.5 m til 3.0 m i intervaller av 0.1m

Total lengde av fundamentet beregnes som en informasjon til brukeren som sum av inngitt lengde i jord og oppraging (se systemkonfigurasjon). For plasstøpt fundament er terminologien total høyde benyttet for det samme.

3.2 Systemkonfigurasjon



Senteravstand	Avstand fra senter mast til senter spor (eller MM:MS ”Midtmast : Midtspor”). Verdiene som er valgbare går fra 2 til 5 meter i intervaller av 0.1 meter.
Kontakttrådhøyde	Avstand fra skinne overkant (SOK) til underkant kontakttråd. Verdiene som er valgbare går 5 til 6 meter i intervaller av 0.1 meter
e-mål	Nivå fra overkant av laveste skinne til topp fundament. Verdiene går fra –2 til 2 meter i intervaller av 0.5 meter (negativ verdi betyr at topp av fundament rager over skinne overkant)
Oppraging	Avstand fra terreng (senter fundament) til topp fundament. Verdiene går fra 0.2 til 0.7 meter i intervall av 0.1 meter. *Merk*. Resultatene i databasen foreligger kun for en oppraging av 0.7 meter. For lavere oppraging vil de viste resultater derfor gi verdier på den sikre siden (se også kapittel 8)

Verdiene som oppgis for systemkonfigurasjonen må være i samsvar med verdiene i programmet KL_fund for at det skal bli samsvar mellom belastning og konfigurasjon. Det er derfor lagt inn en funksjonstast (HENT fra ”KL_fund”) som gjør det mulig å hente disse verdier sammen med belastningen fra en tekstfil som genereres i programmet ”KL_fund”, se kapittel 3.7.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

3.3 Belastning

Belastning

Kurvebardun ☐

	Bruddgrense (1)	Bruksgrense (2)	Bruksgrense (3)	Justering
N (kN)	8.9	0	8.6	8.6
V (kN)	12.4	6.7	8.6	1.9
M (kNm)	87.4	45.3	62	16.7

Belastningen på fundamentet hentes inn via tekstfil som kan genereres i KL_fund. Programmet foretar en validering av verdiene for å se om de er i rimelig overensstemmelse med det som ligger til grunn for databasen.

For de forskjellige grensetilstandene gjelder følgende:

Bruddgrense (1)	Total dimensjonerende belastningen inkludert lastfaktorer i henhold til programmet KL-fund /8/ (f.eks 1.6 på laster fra vind, snø og is og 1.2 på egenvekt.
Bruksgrense (2)	Karakteristiske verdier for laster fra vind, snø og is samt 70% av strekkraften i ledninger (ref. /8/) Inkluderer ikke egenvekt av mast, utligger og ledninger.
Bruksgrense (3)	Bruksgrense for totale forskyvninger. Tilsvarende laster som for Bruksgrense (2), men strekkraften har en lastfaktor på 1.2 og egenvekt mast, utligger og ledning er tatt med.

Kolonnen med Justering viser differansen mellom Bruksgrense (3) og Bruksgrense (2), og representerer den belastningen som er gjeldene når kontakttrådene justeres tilbake til nulltilstanden ”Ferdig justert”.

Når verdier hentes inn fra tekstfil så vil alltid ”kurvebardun” være deaktivert. Ved å aktivere denne funksjonen blir all horisontal last antatt overført til et dertil egnet fundament og mastefundamentet vil bare bli sjekket for tilstrekkelig stabilitet for den økte vertikal lasten som dette medfører i bruddgrensen(1). Den nye lasten i bruddgrense tilstanden settes lik:

$$N_{(1,KB)} = N_{(1)} + \frac{V_{(1)}}{\sin(\alpha)} \cdot \cos(\alpha)$$

Der

$V_{(1)}$ = Skjærkraft i bruddgrense tilstanden (som overføres via kurvebardun)
$N_{(1,KB)}$ = Ny vertikal kraft for mastefundamentet
$N_{(1)}$ = Opprinnelig vertikal kraft for mastefundamentet
α = Vinkel mellom mast og kurvebardun.

Denne formuleringen neglisjerer den elastiske forlengelse av bardunen og interaksjonen med stivheten til selve masten. I virkeligheten vil en liten andel av skjærkraften (og momentet) bli overført til mastefundamentet. Formuleringen er imidlertid konservativ for den økte vertikal belastningen.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Dersom ”kurvebardun” aktiveres så vil ikke forskyvninger i bruksgrensene beregnes. For å deaktivere kurvebardunen, må belastningen hentes inn på nytt.

3.4 Grunnforhold



Type — 5 forhåndsdefinerte grunnforhold er analysert og beskrevet i Kapittel 3.9. Disse er:
Bløt leire, (Figur 3-5)
Medium leire (Figur 3-6)
Løs sand (Figur 3-7)
Middels fast sand (Figur 3-8)
Fast sand (Figur 3-9)
Brukeren velger ett av disse fra nedtrekk menyen

Terreng — For Middels fast sand og fast sand (grus/stein) er følgende verdier valgbare:

Flatt
Helning 1:1.5 (inn),
Helning 1:2.0 (inn)
Helning 1:1.5 (ut)
Helning 1:2.0 (ut)

Betegnelsen inn og ut relaterer seg til retningen på horisontal kraften (og momentet). Inn betyr at horisontal kraften virker inn i skråningen, Ut betyr at horisontal kraften virker ut av skråningen.

For de øvrige grunnforhold er bare flatt terreng valgbar. Bratte skråninger i en kombinasjon av de øvrige grunnforhold vil ikke være naturlig stabile over tid og er derfor utelatt fra databasen.

For alle helninger er det antatt at den fortsetter forbi underkant av fundamentsålen / pelespiss

Det må utvises kvalifisert skjønn i valg av et konservativt profil

Programmet foretar ikke noen form for interpolasjon av resultater mellom ulike grunnforhold, eller kombinasjoner av dette gitt en lagdeling i grunnen. Dette anbefales heller ikke utført av brukeren. Det er en forutsetning for riktig bruk av programmet at antagelsene på grunnforhold kan verifiseres mot de stedlige forhold

3.5 Utføre beregningene

Det er to muligheter for å utføre beregninger.

1. Beregn forskyvninger for angitt lengde (eller dybde) i jord.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

2. Søk lengde (eller dybde) i jord som begrenser tilleggsforskyvningene relatert til underkant av kontakttråd innefor en angitt nedre grense (d_h = 0.045m):

Videre er det lagt inn en funksjonstast "Dokumenter i tabell" som tar å legger all input og de beregnede resultater inn i en tabell for dokumentasjon av analysen

BEREGN forskyvninger (for angitt lengde i jord)	SØK lengde i jord (som gir dh = 45mm)	DOKUMENTER i Tabell

Når man velger å søke seg frem til nødvendig lengde, vil søket stoppe ved den minste lengde (eller dybde) i jord som er nødvendig for at fundamentet samtidig skal være stabilt (tilfredsstille bruddgrensetilstanden). For stive fundamenter og/eller gode grunnforhold vil derfor krav til minste lengde fra bruddgrensetilstanden begrense forskyvningene til under det som er forskyvningskriteriet. Programmet viser da en meldingsboks med denne teksten:

"Bruddgrensen blir bestemmende for minste gravedybde".

Tilsvarende så kan en for en kombinasjon av svake grunnforhold og/eller myke fundamenter ikke klare å begrense tilleggsforskyvningene innenfor det angitte kriteriet selv om lengde av fundamentet økes. Programmet viser da en meldingsboks med denne teksten:

"Minste horisontalforskyvning av kontakttråd er større enn søkekriteriet (dh < 0.045 m) – Forsøk å endre randbetingelser (last / dimensjoner)".

3.6 Presentasjon av resultater

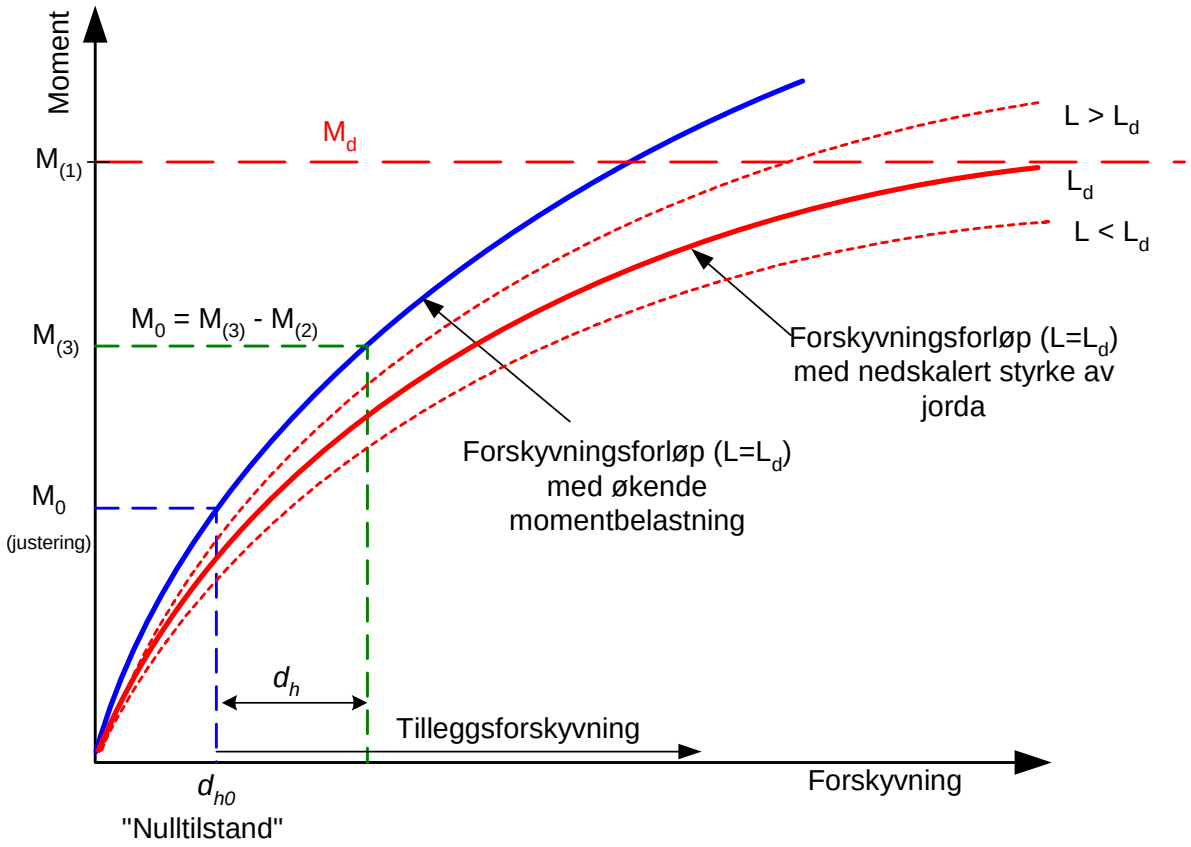
Forskyvninger / rotasjon i Bruksgrensetilstandene:	*Vertikale, d_v i Kt.Høyde (mm)*	*Horisontale, d_h i Kt.Høyde (mm)*	*Horisontale, $d_{h,F}$ topp av fund.(mm)*	*Rotasjon, α_F topp av fund.(^{0})*
Før justering	12.7	20.3	4.1	0.165
Tilleggsforskyvninger	42.2	**68.7**	15.0	0.549

Nedre grense for stabilt fundament gitt av Bruddgrense (1) med nedskalert jordmotstand (γ_m = 1.3) L_d = 3400 mm

Forskyvninger i bruksgrensen:

Figur 3-3 beskriver prinsippet for hvordan programmet bruker databasen til å finne forskyvninger og nødvendig lengde i jord (L_d) for stabilt fundament i bruddgrensetilstanden (1). I bruksgrensetilstanden representerer "Null tilstanden" de forskyvninger som kommer som en følge av belastningen for oppkobling, og er således differansen mellom Bruksgrense (3) og Bruksgrense (2). eller $M_0 = M_{(3)} – M_{(2)}$. Forskyvninger som en følge av belastningen M_0 justeres tilbake ved plassering av masten

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



Figur 3-3 Sammenheng mellom belastning og forskyvninger samt sjekk av bruddgrensetilstanden.

Forskyvninger som justeres tilbake (”nulltilstanden”) i kontakttrådhøyde regnes ut slik:

$$d_{h0} = d_{h0,F} + (FH + EM) \cdot \sin(\alpha_{0,F})$$

$$d_{V0} = SMS \cdot \sin(\alpha_{0,F})$$

der

$\alpha_{0,F}$ = rotasjon av toppen på fundamentet for M_0

$d_{h0,F}$ = forskyvning av toppen på fundamentet for M_0

FH = Avstand fra skinne overkant (SOK) til underkant kontakttråd.

EM = e-mål. Høyde fra skinne overkant til topp av fundament (negativ verdi betyr at topp av fundament rager over skinne overkant)

SMS = Avstand fra senter mast til senter spor

Tilleggsforskyvninger i kontakttrådhøyde regnes ut på slik:

$$d_h = d_{h,F} + (FH + EM) \cdot \sin(\alpha_F) - d_{h0}$$

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

$$d_V = SMS \cdot \sin(\alpha_F) - d_{v0}$$

der

α_F = rotasjon av toppen på fundamentet for $M_{(3)}$

$d_{h,F}$ = forskyvning av toppen på fundamentet for $M_{(3)}$

d_{h0} = horisontale forskyvninger fra "null-tilstanden".

d_{V0} = vertikale forskyvninger fra "null-tilstanden

Nedre grense for stabilt fundament:

Sjekk av nødvendig stabilitet for fundamentet er utført for to idealisert brudd former:

- Stabilitet for moment og horisontal belastning $M_{(1)} - M_d \leq 0$

der

$M_{(1)}$ = dimensjonerende moment i bruddgrensen

M_d = dimensjonerende mothold fra jorda, se kapittel 6

- Stabilitet for vertikal last $Q_d - W - N_{(1)} \geq 0$

der

$N_{(1)}$ = dimensjonerende normalkraft i bruddgrensen

Q_d = dimensjonerende bæreevne av jorda, se kapittel 6

W = vekt av fundamentet

For vekt av fundamentene er følgende benyttet:

Gyset pelefundament:

$$W = \pi \cdot \gamma_b \cdot (\frac{D_{hull}^{\ 2}}{4} \cdot L + \frac{D_{pel}^{\ 2}}{4} h_t)$$

der

D_{hull} = Hull diamete, ref. tabell 6-1

γ_b = Effektiv romvekt for betong, antatt 25 kN/m^3

L = Lengde av fundament i jord

h_t = Oppraging (0.7m)

Plasstøpt fundament:

$$W = (B \cdot 1.6m \cdot 0.5m + (L - 0.5 + h_t) \cdot 1.0m \cdot a) \cdot \gamma_b$$

der

B = Bredde av fundamentet sålen

L = Dybde til underkant fundament

a = Tykkelse av søylen (1.0m for H-mast, 0.6m for B-mast og 0.7m for Plasstøpt fundament med boltavst. 191x374)

γ_b = Effektiv romvekt for betong, antatt 25 kN/m^3

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Der de antatte grunnforholdene tilsier grunnvannstand i nivå med terreng er neddykket romvekt for betong benyttet for den delen som er i bakken (L).

I tillegg til selve presentasjon av forskyvninger, foreslår regneverktøyet en konklusjon basert på både bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden.

I denne versjonen av programmet ligger følgende forhåndsdefinerte konklusjoner inne:

Betingelse	**Konklusjon**
Ingen beregninger er ennå utført	*Utfør beregning for å finne forskyvninger*
Angitt lengde i jord er mindre enn det som skal til for at fundamentet skal være tilstrekkelig stabilt (f.eks L_d = 3.3 m)	*Fundamentet er ikke tilstrekkelig stabilt. Endre dimensjonene, eller øk lengden i jord til 3.3 meter*
Angitt lengde i jord er større eller lik den lengden som gjør fundamentet stabilt, men horisontale tilleggsforskyvninger for kontakttråden er større enn tillatt forskyvning	*Fundamentet er stabilt, men gir for store tilleggsforskyvninger i kontakttrådhøyde (dh >0.045 m)*
Angitt lengde i jord er større eller lik den lengden som gjør fundamentet stabilt og tilleggsforskyvningene for kontakttråden er mindre eller lik tillatte forskyvninger.	*Fundamentet er stabilt og gir tilleggsforskyvninger i kontakttrådhøyde innenfor det tillate (dh <=0.045 m)*

For dokumentasjon i tabell så klikker brukeren på knappen med denne teksten og kommer inn i et nytt skjermbilde med følgende oppsett:

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Dokumentasjon av analysene

Forside

Beregning

Analyseverktøy	FUNDAMAST Ver 3.0
Dato for beregningen:	21.10.2003
Tidspunkt for beregningen:	9:47

Fundament & Systemkonfigurasjon

Nummer /ID		Banestrekning 0010 Oslo S, Mast nr. 7, Fundament nr. 3, Prosjektnummer 111	
Type		Gyset pelefundament (Mofix)	
Diameter			
Pel	Dp	355	mm
Hull	Db	455	mm
Lengde i jord	Ls	3500	mm
Oppraging	ht	200	mm
Total lengde (Ls+ht)	L	3700	mm
Senteravstand	SMS	4400	mm
e - mål	e	0	mm
Kontakttrådhøyde	FH	5600	mm

Plass t il ut fyllende t ekst .....

Belastning

	Bruddgrense (1)	Bruksgrense (2)	Bruksgrense (3)	
N	8.9	0.0	8.6	kN
V	12.4	6.7	8.6	kN
M	87.4	45.3	62.0	kNm

Grunnforhold

Middels fast sand — Flatt terreng

*	Friksjonsvinkel	ϕ	35	grader
*	attraksjon	a	0	kN/m2
*	Total romvekt	γ	18	kN/m3
*	Grunnvannstand	i terreng		

NB! Det må verifiseres at disse antagelsen er konservative sammenlignet med stedlige forhold (f.eks ved grunnundersøkelser)

Plass t il ut fyllende t ekst .....

RESULTATER

Bruksgrensetilstanden - Resulterende forskyvninger

Forventede oppkoblings forskyvninger / rotasjon (før justering)

	Fundament	Kontakttråd	
d_{h0}	4.1	20.3	mm
d_{v0}		12.7	mm
α_0	0.165		grader

Forventede forskyvninger / rotasjon i bruksgrense 2 (tilleggsforskyvninger)

	Fundament	Kontakttråd		
dh	15.0	68.7	mm	< - - - - Forskyvningene større enn 45 mm
dv		42.2	mm	
α	0.549		grader	

Bruddgrensetilstanden - Stabilt fundamenet

Materialfaktor

γ_m >= 1.3 — Tilfredsstilt for Ld = 3400 mm

NB! Materialfaktoren gir dimensjonerende motstand i jorda. Total sikkerhetsfaktor fremkommer som en kombinasjon av anvendt lastfaktorer (på belastningen) og materialfaktoren (γ_m)

Ingen avspenningsbarduner

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

3.7 Kommunikasjonsfil mellom KL_fund og FUNDAMAST

For å sikre overensstemmelse mellom KL_Fund og FUNDAMAST er det laget en standard data fil som genereres av KL_Fund og kan hentes inn i programmet fra beregningsarket. Formatet på denne kommunikasjonsfilen er vist under.

```
*** Identifikasjons tekst
Banestrekning 0010 Oslo S, Mast nr. 7, Fundament nr. 3, Prosjektnummer 1111
*** Systemkonfigurasjon SMS  - FH  - e-mål
4.4
5.6
0.0
*** Bruddgrense    N (kN) - V (kN) - M (kNm)
8.9
12.4
87.4
*** Bruksgrense 2  N (kN) - V (kN) - M (kNm)
0.0
6.7
45.3
*** Bruksgrense 3  N (kN) - V (kN) - M (kNm)
8.6
8.6
62.0
```

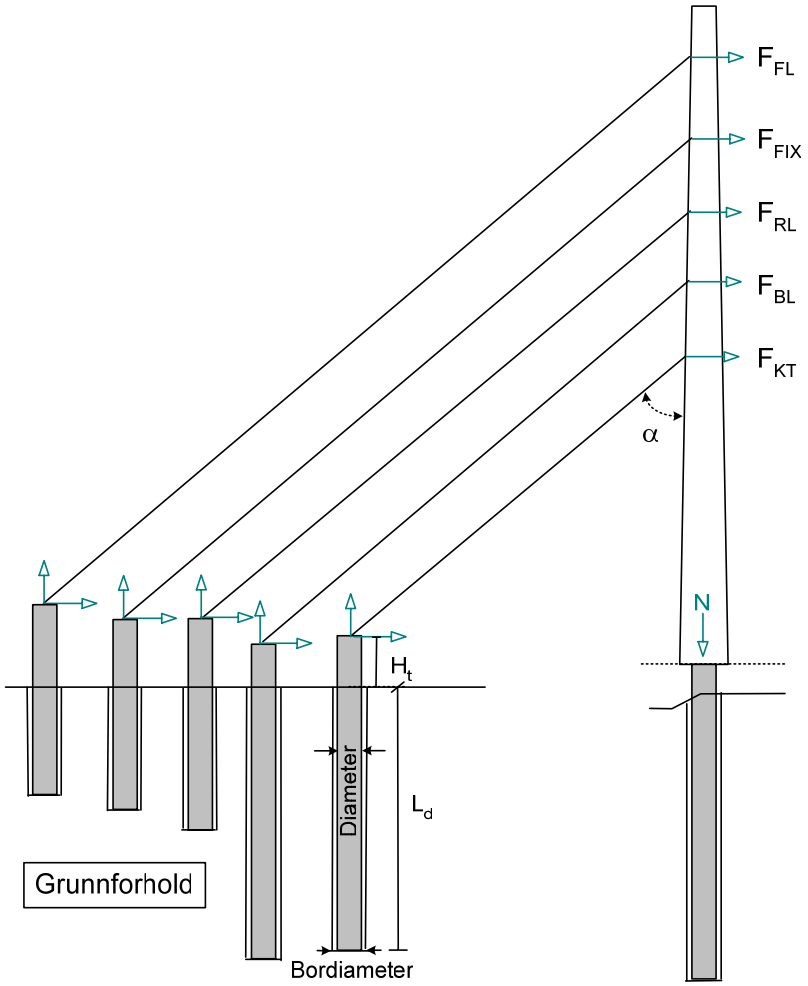
Tekst linjene som begynner med '***' er kun ment som en forklarende tekst til de data som ligger på datafilen og benyttes ikke av programmet FUNDAMAST.

Navnet på denne tekstfilen er satt til FUNDAMAST.DAT og hentes fra arbeidskatalogen. Brukeren kan selv endre navnet på filen som programmet skal hente inn (f.eks. FUNDAMAST001.DAT)

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

3.8 Bardunfundamenter

Krav til stabile bardunfundamenter i forbindelse med en avspenningsmast beregnes i arket ”Bardunfundament”. Figur 3-4 viser en prinsipp skisse for et slikt system.



Figur 3-4 Prinsipp skisse av bardunfundameter ved avspenningsmast

Input til beregningene er i form av krefter i forskjellige ledninger, hvilket fundament som bardunene skal kobles opp mot, og vinkel på bardunene.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Belastning, Fundamentkobling og Vinkel

Forbigangsledning:	5	kN	No.	1	Vinkel,α (°)	45
Fix:	13	kN	No.	2	Vinkel,α (°)	45
Returledning (RL):	7	kN	No.	3	Vinkel,α (°)	45
Bæreline (BL):	10	kN	No.	4	Vinkel,α (°)	45
Kontakttråd (Kt):	10	kN	No.	5	Vinkel,α (°)	45

Følgende verdier er valgbare i programmet:

	Belastning	**Fundament**	**Vinkel**
Forbigangsledning	0, 5, 6, …, 12 kN	1, 2, 3	40, 45, 50 grader
Fix	0, 10 , 13, 15 kN	2, 3	40, 45, 50 grader
Returledning (RL)	0, 5, 6, …, 12 kN *	3	40, 45, 50 grader
Bæreline (BL)	0, 10 , 13, 15 kN	4, 5	40, 45, 50 grader
Kontakttrod (Kt)	0, 10 , 13, 15 kN	5	40, 45, 50 grader

Det er underforstått at all belastning som legges inn i programmet inkluderer nødvendig usikkerhet knyttet til størrelsen av belastningen for en bruddgrensetilstand.
De ledninger som ikke skal være med i beregningen angis med belastning lik 0 kN.
Dersom 2 eller flere barduner knyttes til samme fundament så vil kraft i de forskjellige bardunfundamenter blir beregnet ut i fra følgende formeler:

$$V = \sum_{1=1}^{n} F_{x,i}$$

$$N = \sum_{1=1}^{n} F_{x,i} \Big/ \sin(\alpha_i) \cdot \cos(\alpha_i)$$

der

$F_{x,i}$ = kraft i ledning i (merk kraft angitt i returledning multipliseres med 2)
α = vinkel mellom avspenningsbardun og mast

Bardunfundamentene som er valgbare er av type gyset pelefundament med samme karakteristikk og egenskaper som er beskrevet for mastefundamentene.

Grunnforholdene følger også samme oppsett som for mastefundamentene. Det er ikke et krav i programmet om at det skal være samme grunnforhold for mastefundament og bardunfundamentene. Det er en forutsetning for riktig bruk av programmet at antagelsene på grunnforhold kan verifiseres mot de stedlige forhold

* Last som angis for Returledning (RL) blir av programmet tatt med to ganger i beregningene, da denne ledningen alltid opptrer i par.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Den fundament typen som er valgt gjelder for alle spesifiserte fundamenter. Det samme gjelder også for grunnforholdene.

Nedre grense for stabilt fundament:

Sjekk av nødvendig stabilitet for bardunfundamentene er utført for to idealisert brudd former:

- Stabilitet for moment og horisontal belastning $V_{(1)} - V_d \leq 0$

der

$V_{(1)}$ = dimensjonerende horisontal last i bruddgrensen
V_d = dimensjonerende mothold fra jorda, se kapittel 6

- Stabilitet for vertikal last $Q_d + W - N_{(1)} \leq 0$

der

$N_{(1)}$ = dimensjonerende normalkraft (strekke) i bruddgrensen
Q_d = dimensjonerende bæreevne av jorda, se kapittel 6
W = vekt av fundamentet

For presentasjon av resultater vises en tabell for minimum lengde i jord av fundamentene. For total lengde av fundamentet kommer valgt oppraging i tillegg. Beregnet bidrag til vertikalkraft i mastefundamentet er angitt for eventuell kontroll av dette bidraget i programmet KL_fund. En slik kontroll ligger utenfor rammen av dette programmet.

Resultater

Nullstill | LEGG TIL i Tabell

Minimum lengde i jord av Fundament No. 1 :	L_d =	2000	mm
Minimum lengde i jord av Fundament No. 2 :	L_d =	2270	mm
Minimum lengde i jord av Fundament No. 3 :	L_d =	2350	mm
Minimum lengde i jord av Fundament No. 4 :	L_d =	2000	mm
Minimum lengde i jord av Fundament No. 5 :	L_d =	2000	mm
Beregnet bidrag til vertikalkraft i mastefundamentet,	N =	52.0	kN

Ved å velge LEGG Til i Tabell blir ”Tabell” arket oppdatert med en side nr. 2 som dokumenterer resultater og input til bardunfundamentene. I tilegg til dette oppdateres siden som dokumenterer mastefundamentet slik at det angis at masten er avspent med avspenningsbarduner. Eksempel på en slik dokumentasjon er vist på neste side.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Dokumentasjon av analyse for avspenningsbardun

Analyseverktøy	FUNDAMAST Ver 3.0
Dato for beregningen:	21.10.2003
Tidspunkt for beregningen:	9:49

Avspenningsbardun

Type	Belastning	Fundament	Vinkel
Forbigangsledning	5 kN	1	45 deg
Fix	13 kN	2	45 deg
Returledning (RL)	7 kN	3	45 deg
Bæreline (RL)	10 kN	4	45 deg
Kontakttråd (Kt)	10 kN	5	45 deg

Grunnforhold

Løs sand

* Friksjonsvinkel ϕ 30 grader
* attraksjon a 0 kN/m2
* Total romvekt γ 17 kN/m3
* Grunnvannstand i terreng

NB! Det må verifiseres at disse antagelsen er konservative sammenlignet med stedlige forhold (f.eks ved grunnundersøkelser)

Fundament (alle)

Type	Gyset pelefundament (Mofix)	
Diameter		
Pel	Dp	355 mm
Hull	Db	455 mm
Oppraging	ht	700 mm

RESULTATER

Belastning pr. fundament

		Horisontalt V	Vertikalt N	Resultant R
Fundament nr.	1	5.0	5.0	7.1 kN
Fundament nr.	2	13.0	13.0	18.4 kN
Fundament nr.	3	14.0	14.0	19.8 kN
Fundament nr.	4	10.0	10.0	14.1 kN
Fundament nr.	5	10.0	10.0	14.1 kN

Merk: Ved montering av to eller flere w ire til ett fundament vil kraft resultanten, R, fordeles på antall monterte w ire

Bruddgrensetilstanden - Stabilt fundament

Minimum lengde i jord for fundament nr.1	2000 mm
Minimum lengde i jord for fundament nr.2	2680 mm
Minimum lengde i jord for fundament nr.3	2760 mm
Minimum lengde i jord for fundament nr.4	2390 mm
Minimum lengde i jord for fundament nr.5	2390 mm

For total lengde av fundament(ene) kommer oppraging i tillegg

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

3.9 Idealiserte Grunnforhold

Jords styrke og oppførsel kan ikke beskrives en gang for alle gjennom et begrenset sett av idealiserte jordtyper. Til det er variasjonene i styrke og egenskaper for store. Det er imidlertid på det rene at mastefundamenter blir benyttet i dag, gjerne med en standard lengde, basert på begrenset forkunnskap om stedlige grunnforhold.

For sikrere å kunne velge et fundament som gir tilfredsstillende oppførsel og sikkerhet for ytre belastning ut i fra begrensede forkunnskaper innenfor geoteknikk og analyseprogrammer, har vi delt inn i 5 forhåndsdefinerte grunnforhold som følger:

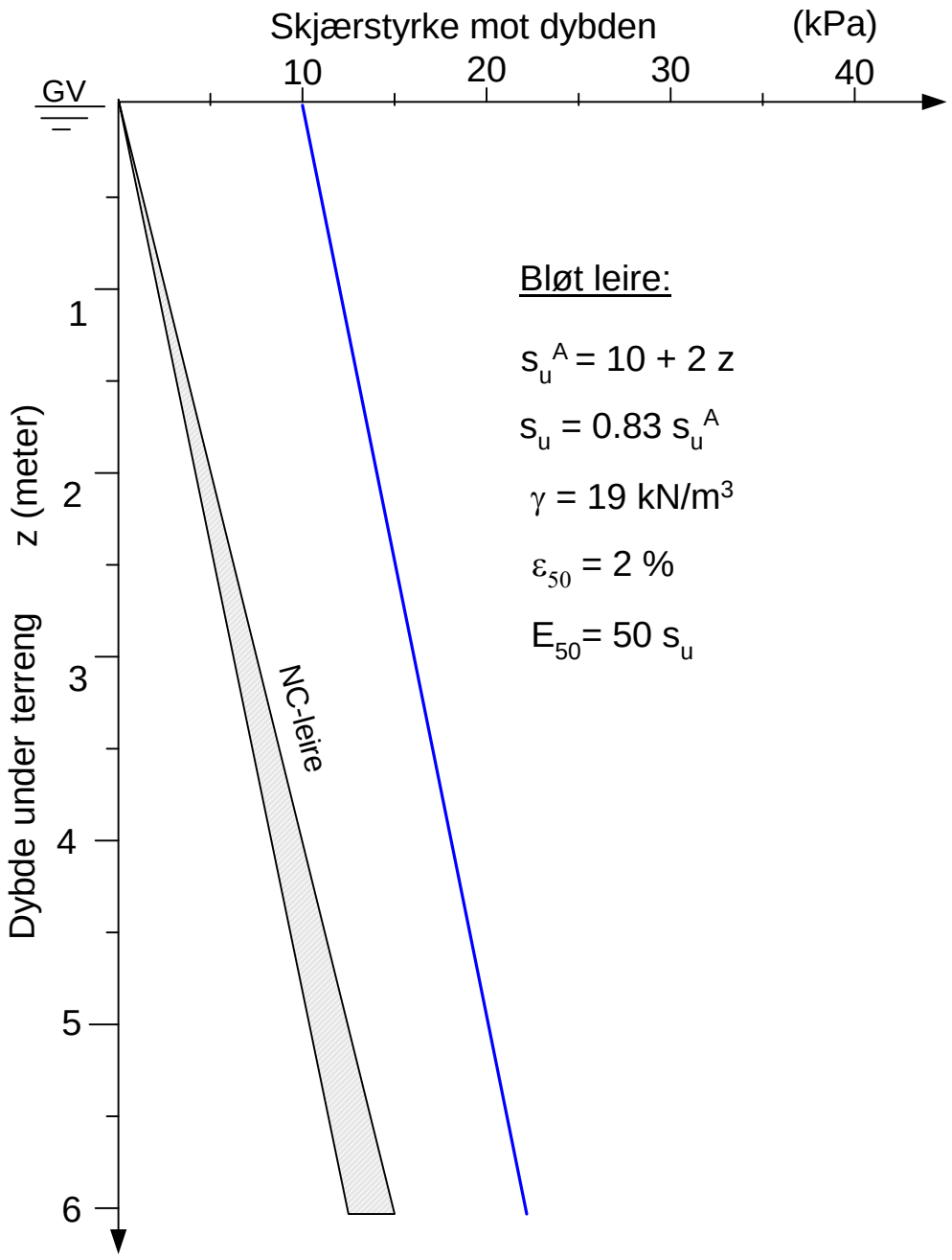
- Bløt leire, (Figur 3-5)
- Medium leire (Figur 3-6)
- Løs sand (Figur 3-7)
- Middels fast sand (Figur 3-8)
- Fast sand (Figur 3-9)

Det må utvises kvalifisert skjønn i valg av et konservativt profil. Generelt bør brukeren av regneverktøyet velge det grunnforhold som er beskrevet av det svakeste laget innenfor dybden av fundamentet.

I spesielle tilfeller kan man ha enda svakere grunn enn det som er beskrevet som Bløt leire. Leire som ikke har båret annet enn sin egen vekt og som har grunnvann i høyde med terrenget vil kunne ha lavere styrke enn det som ligger inne i databasen. Typiske områder er myr og enkelte strandsoner. I disse områder er det antatt at fundamentering av selve banelegemet byr på store utfordringer slik at spesielle løsninger må velges. Dette bør da også gjelde for mastefundamentene.

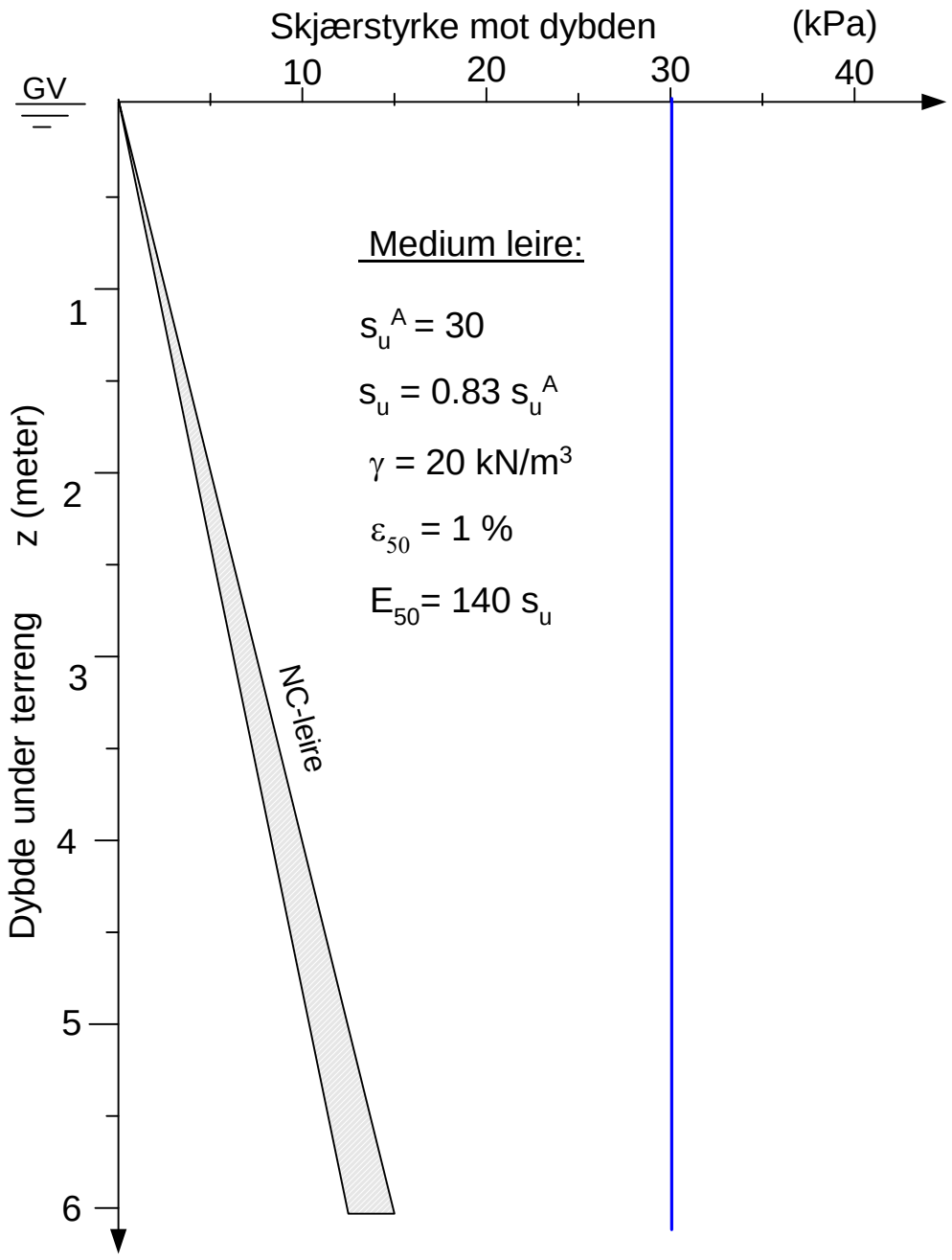
Styrke og deformasjonsparametere for de valgte idealiserte grunnforholdene er vist i Figur 3-5 til Figur 3-9. Styrke parametrene er valgt slik at de ligger på den sikre siden i forhold til et forventet variasjonsområde /9/. Det er ikke tatt hensyn til høyere styrke av et eventuelt tørrskorpelag i leire eller attraksjon i sand. Når det gjelder deformasjonsparametere så er disse valgt ut i fra tilgjengelig faglitteratur /10/ og /11/.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



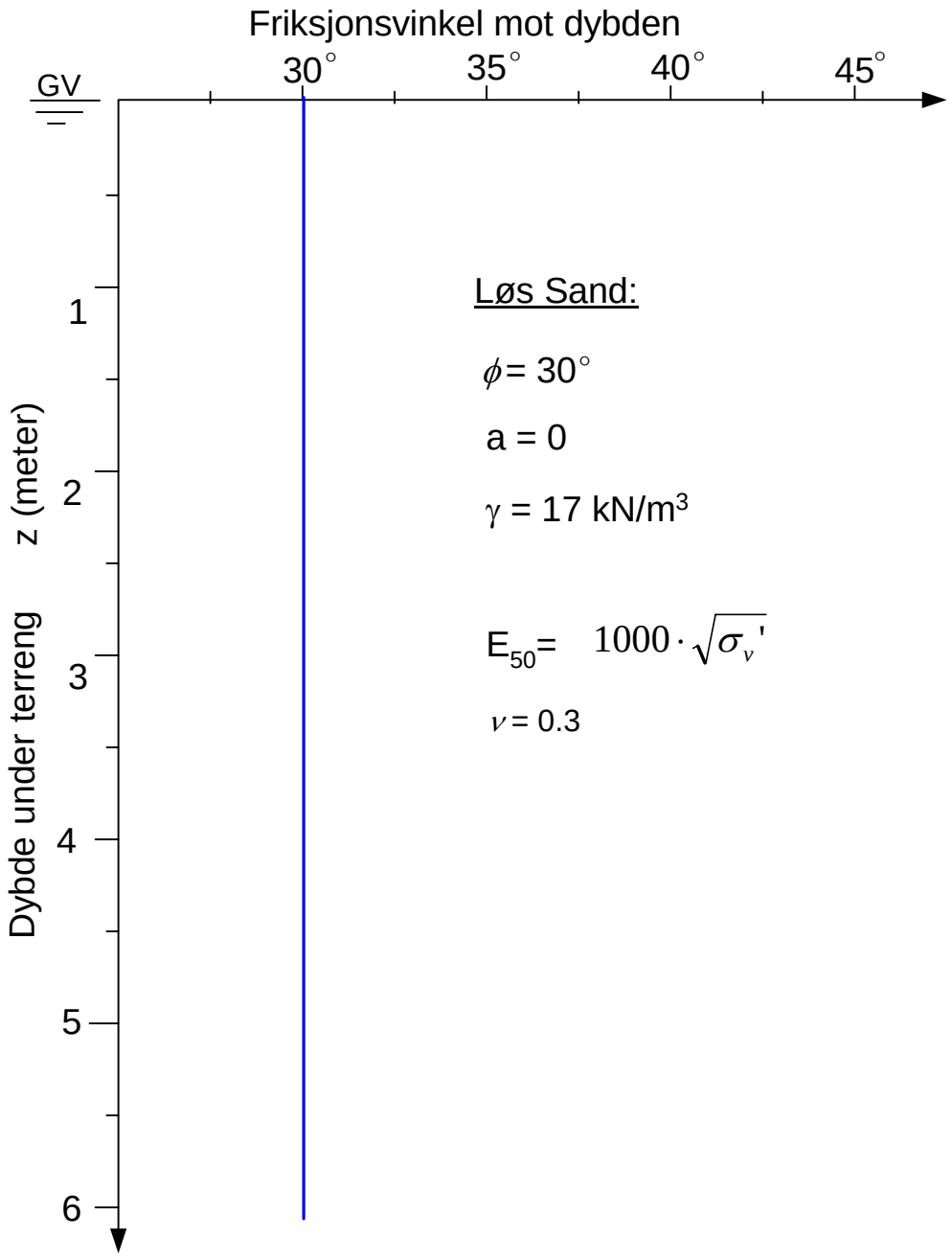
Figur 3-5 Geotekniske styrke- og deformasjons- parametere anvendt for Bløt leire

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



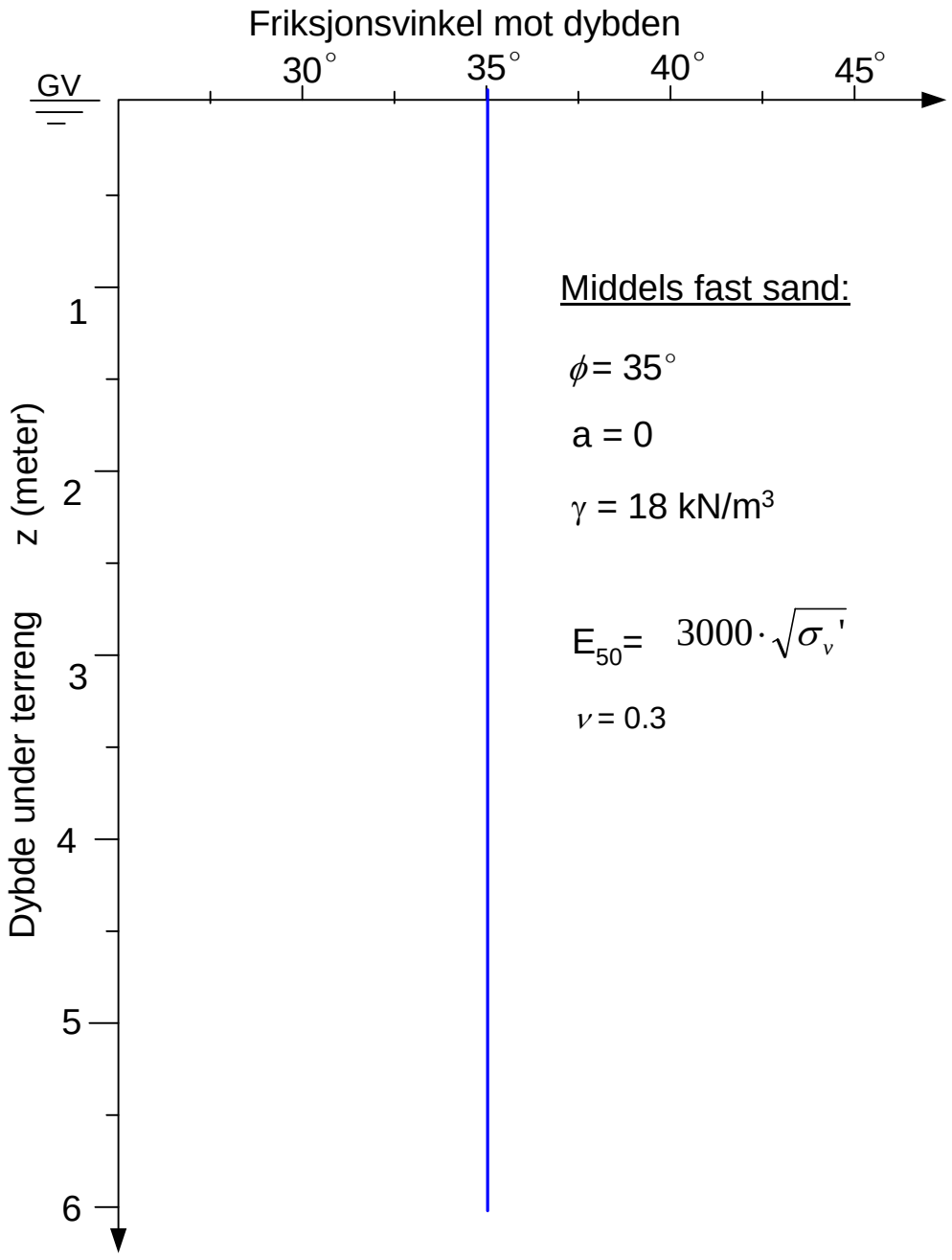
Figur 3-6 Geotekniske styrke- og deformasjons- parametere anvendt for Middels fast leire

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



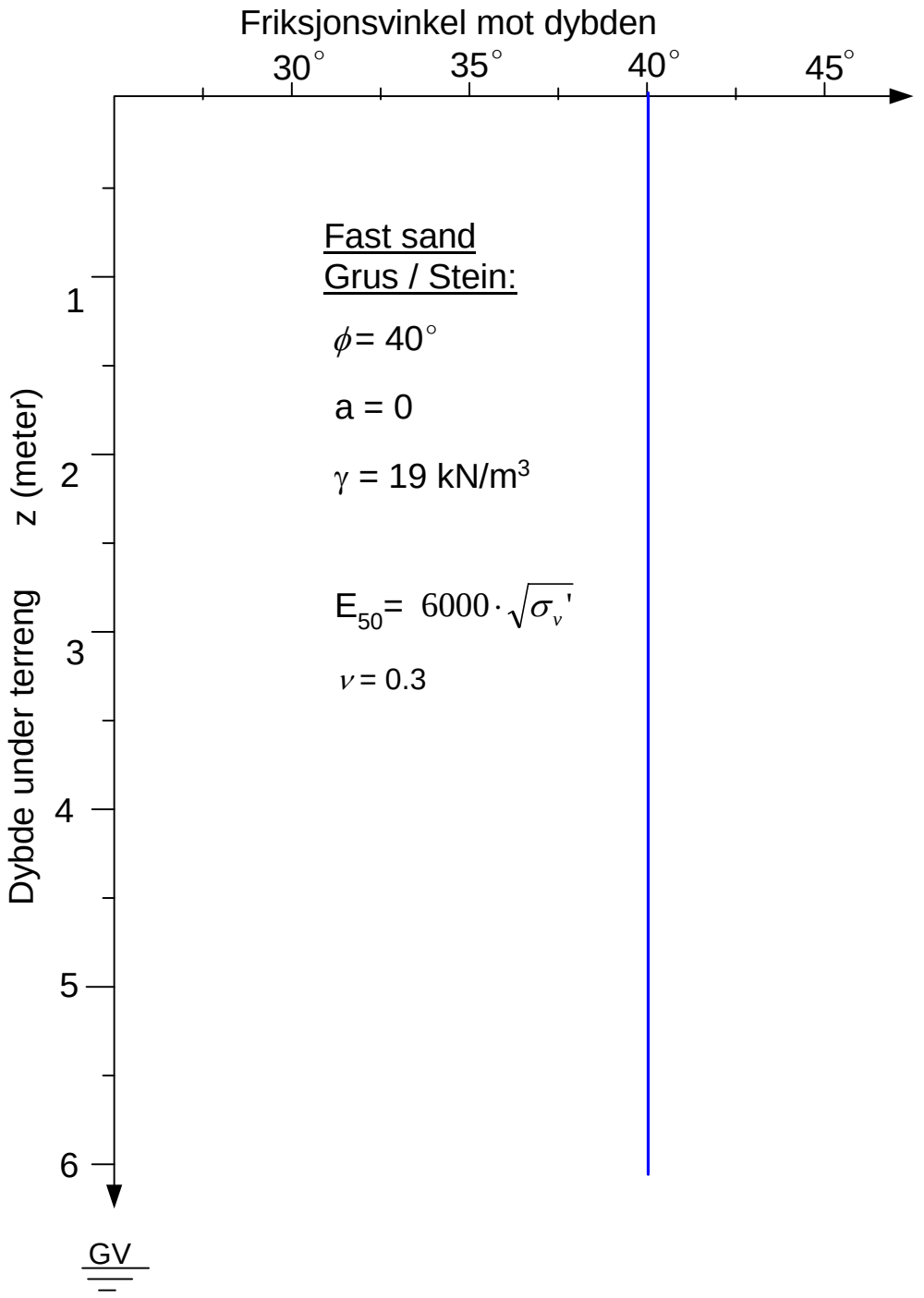
Figur 3-7 Geotekniske styrke- og deformasjons- parametere anvendt for Løs sand

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



Figur 3-8 Geotekniske styrke- og deformasjons- parametere anvendt for middels fast sand

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



Figur 3-9 Geotekniske styrke- og deformasjons- parametere anvendt for fast sand

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

4 AKTUELL BELASTNING

Aktuell belastning for mastefundamentene ble mottatt fra Jernbaneverket og er skjematisk fremstilt i Figur 4-1. Et stort moment er det dominerende trekk ved belastningen. Dette momentet kommer hovedsakelig fra horisontale krefter påført systemet gjennom de ledninger som masten bærer. Videre er det en opplagt lineær sammenheng mellom horisontal kraft og moment i topp av fundamentet for de grensetilstander som er vurdert (bruddgrense og bruksgrense). Dette er utnyttet gjennom en skalerbar lastvektor i analysene.

Bidraget til de horisontale krefter er kurve strekk i de forskjellige ledningene samt vindkrefter på ledninger og mast, begge antatt belagt med snø og is. Vekt av utligger og ledninger utgjør i tillegg et drivende moment

Figur 4-1 viser at det er en lineær sammenheng mellom horisontal kraft og moment i topp av fundamentet for de grensetilstander som er vurdert (bruddgrense og bruksgrense).

Et annet trekk ved belastningen er de lave vertikale kreftene som i størrelse utgjør ca. 14% av det påførte momentet. Basert på dette har vi ikke funnet det nødvendig å inkludere vertikallasten i beregningene, da tilstrekkelig mothold vil være dimensjonert av momentbelastningen.

Benyttet lastvektor i analysene ser slik ut:

$$f(V, M, N) = r \cdot (Mb/h,\ Mb,\ 0)$$

Der

h	=	*7.2 m*, ref Figur 4-1
V	=	ytre påført skjærkraft i topp av fundamentet
M	=	ytre påført moment i topp av fundamentet
N	=	ytre påført vertikalkraft i topp av fundamentet
Mb	=	Dimensjonerende bruddmoment, (280 kNm, ref. /3/)
r	=	lastfaktor (0.1, 0.2,…,1.0).

Som en følge av den forenkling som ligger i det å kun analysere en lastvektor, så kan programmet bare brukes til å beskrive oppførselen av mastefundamenter der denne lastvektoren er gjeldende. Dette er gjort i forståelse med oppdragsgiver.

Ved bruk av kurvebardun vil lastbildet bli endret i alle grensetilstandene. Programmet antar at all horisontallast overføres til kurvebardunen slik at endring i belastningen for mastefundamentet blir:

$$\Delta N = \frac{V}{\sin(\alpha)} \cdot \cos(\alpha))$$

$$\Delta V = -V$$

$$\Delta M = -M$$

der

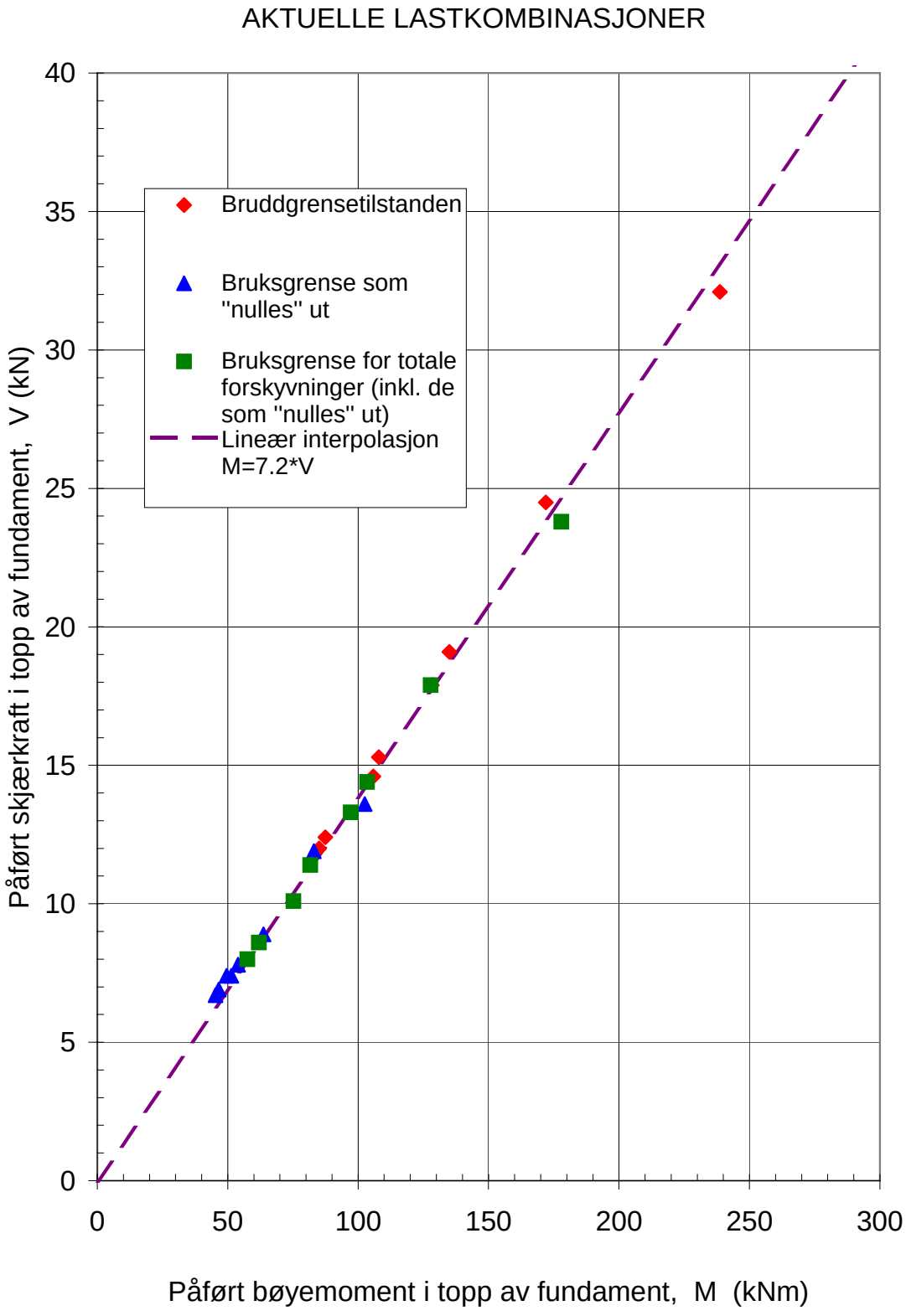
α = Vinkel mellom kurvebardun og mast, antatt lik 45 grader.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

For denne belastningen foretar programmet kun en beregning av nødvendig lengde i jord / dybde til såle som tilfredsstiller krav til stabilt fundament i bruddgrensetilstanden.

Programmet foretar ingen kontroll av selve fundamentet til en eventuell kurvebardunen. Det er underforstått at et slikt fundament må gi tilfredsstillende mothold for en strekk kraft lik ΔN og en samtidig virkende horisontal last lik ΔV.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



Figur 4-1 Aktuelle belastninger

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

5 BØYESTIVHET AV ANALYSERTE MASTEFUNDAMENT

Forskyvningene relatert til kontakttråden vil generelt være avhengig av elastiske og plastiske deformasjoner i jorda, bøying av fundamentet og bøying av masten.

Bøying av masten er holdt utenfor programmet, da dette løses av et annet programverktøy.

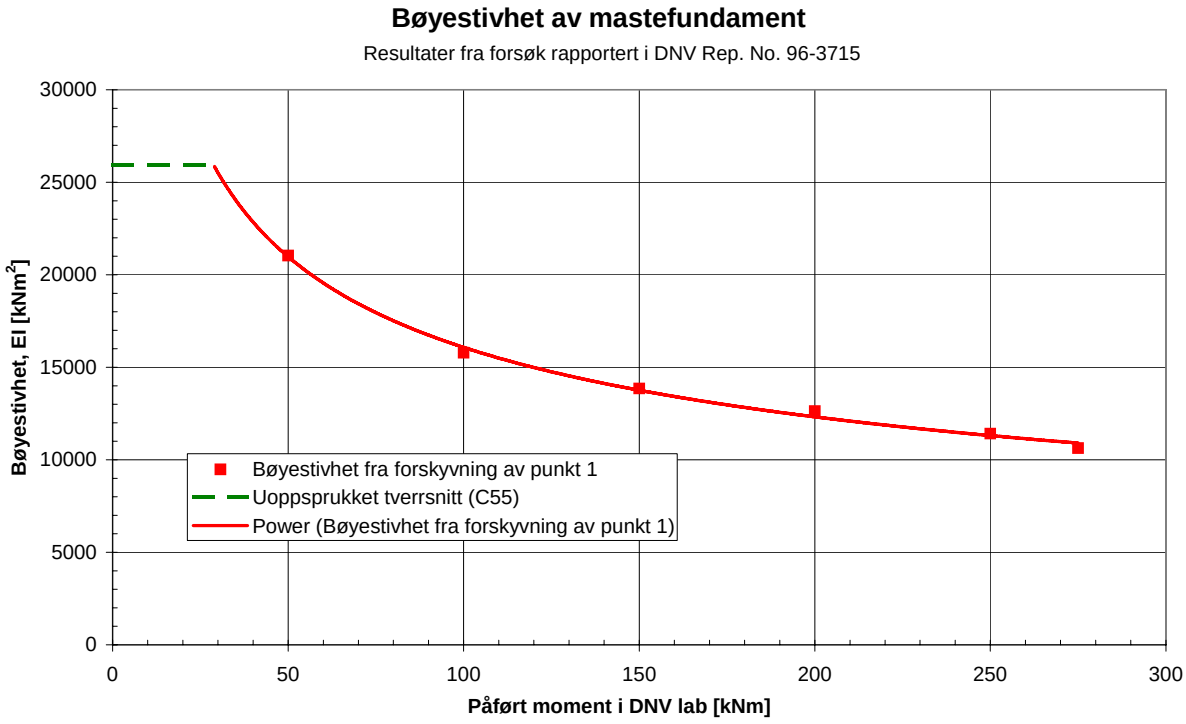
5.1 Gyset Pele fundament

For å etablere bøyestivheten til fundamentet er følgende fremgangsmåter benyttet

Figur 5-1 viser forsøksresultater fra prøving av Gyset pelefundament (ref. /3/) ved styrkelaboratoriet i Det Norske Veritas. Resultatene viser at oppsprekking av fundamentet skjer ved en momentbelastning på ca. 30 kNm. Forut for dette er bøyestivheten konstant. En nedre grense for bøyestivheten ligger i overkant av 10 000 kNm^2 .

Vi har valgt å benytte en bøyestivhet for dette fundamentet lik EI = 15 000 kNm^2. Dette tilsvarer et moment på ca. 125 kNm. Ved å sammenholde dette med Figur 5-1 fremgår det at virkelig bøyestivheten vil være noe høyere for de fleste last tilfellene i bruksgrensetilstanden.

Det er ikke tatt høyde for eventuelt stivhetsbidrag fra gysemassen på trykksiden av det installerte fundamentet.



Figur 5-1 Forhold mellom moment og bøyestivhet for pelefundamenter

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

I tillegg til standard pelediameter på 0.355 m, har vi analysert oppførselen til ytterligere to diametre (0.408 m og 0.555 m) som lar seg installere innenfor det som er mulig for tilgjengelig utstyr. For å komme opp med et estimat for bøyestivheten for disse to fundamentene har vi skalert kurven i Figur 5-1. Skaleringen er utført slik at påført bøyemoment er skalert med forholdet i diameter i tredje potens, mens bøyestivheten er skalert med forholdet i diameter i fjerde potens. Videre er bøyestivheten tatt ut for samme moment (dvs. 125 kNm). Denne skaleringen forutsetter egentlig at de større pelefundamenter har tilsvarende armeringsmengde / armeringsforhold som det opprinnelige fundamentet. For det største fundamentet tilsvarer imidlertid 125 kNm omtrent grensen for uoppsprukket tverrsnitt der bøyestivheten er konstant. Derfor er det ikke ventet at endret armeringsmengde vil slå nevneverdig ut på denne antagelsen.

Tabell 5-1 Anvendt bøyestivhet i analysene for pelefundamenter

	D = 0.355 m	**D = 0.410 m**	**D = 0.555 m**
Bøyestivhet, EI	15 000 kNm^2	32 000 kNm^2	155 000 kNm^2

5.2 Plasstøpt fundament

For å etablere bøyestivheten til fundamentet er følgende fremgangsmåter benyttet

Figur Figur 5-2 er hentet fra ref. /7/ og viser hvordan bøyestivheten til et armert betong tverrsnitt reduseres som en følge av armerings mengde og påført moment (i forhold til tverrsnittskonstanten bh^2). Ut i fra figuren kan vi se at så lenge $M<0.42\ bh^2$ vil bøyestivheten være konstant og bestemt av uoppsprukket tverrsnitt. For de plasstøpte fundamentene vil dette være tilfredsstilt for et moment godt over det som er aktuelt i total bruksgrense. Følgelig kan bøyestivheten for uoppsprukket tverrsnitt benyttes i analysene.

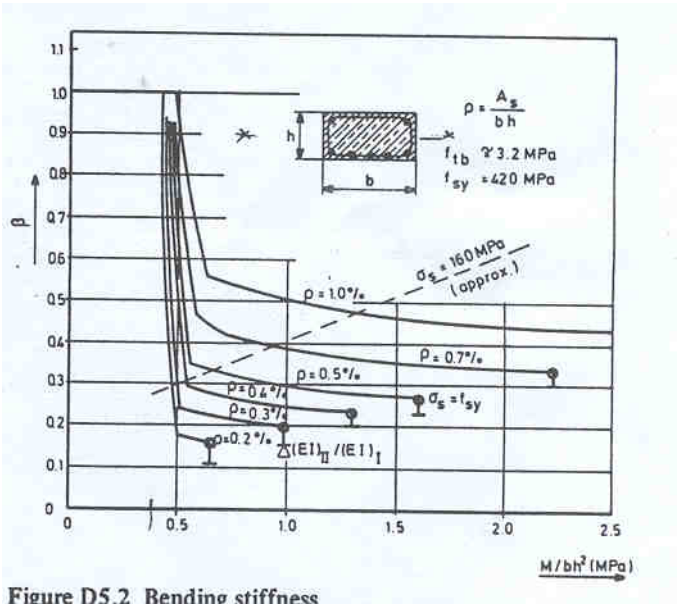


Figure D5.2 Bending stiffness

Figur 5-2 Bøyestivhet for armerte rektangulære betongtverrsnitt

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

$$EI = E_c \cdot \frac{1}{12} hb^3$$

med

Ec ≈ 3.0 E7 kN/m^2

b = 1.0m (H-mast), 0.6m (B-mast), 0.7m (Plasstøpt fundament med boltavst. 191x374)

h = 1.0 m (H-mast), 0.6m (B-mast)

Dette gir følgende verdi for bøyestivheten

Tabell 5-2 Anvendt bøyestivhet i analysene for plasstøpte fundamenter

	B-mast, H-mast og "Plasstøpt fundament med boltavst. 191x374"
Bøyestivhet, EI	30 000 000 kNm^2

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

6 METODIKK FOR DE UTFØRTE ANALYSENE

6.1 Gyset Pele fundament

Analyseprogrammet SPLICE /6/ er benyttet for peleanalysene med kombinert horisontal og momentbelastning.

SPLICE beregner det ikke-lineære samvirket mellom jord og pel, der pelen antas lineær elastisk, mens jordas respons kan modelleres ikke-lineær. I analysene er moment og skjærkraft satt på topp av søyle, 0.75 over bakkenivå. Resultatene fra SPLICE inkluderer rotasjoner og forskyvninger i toppen, i tillegg til forskyvninger, moment- og skjærkraftfordeling nedover i søylen. Et eksempel på en SPLICE resultatfil er gitt i Appendiks A.

Jordmodellen er generert i GENSOD, som er et underprogram til SPLICE. De viktigste parametrene for de forskjellige jordtypene er presentert i Kap. 3.9. Jordas laterale respons representeres ved p-y kurver (lastforskyvning). Disse er beregnet i henhold til prosedyrer beskrevet i API RP 2A /7/, hovedsakelig utviklet basert på peleforsøk til havs, men allmenngyldige til å dekke de aktuelle forhold på land. Lastens statiske karakter innebærer at statiske p-y kurver er benyttet. Jorda deles inn i lag, og de beregnede lastdefleksjonskurver og gitte jorddata er representative for midten av laget. I modellen er jordlagene lagt slik at hver node på pelen er lokalisert i senter av det tilhørende jordlaget, det er altså ett jordlag for hver pelenode. Eksempel på GENSOD-input er gitt i Appendiks A.

Søylene er modellert i PILGEN, som er et underprogram til SPLICE. De er modellert som elastiske peler med ytre diameter lik diameter for av det forborede hullet. Dette vil være den riktige diameteren med hensyn til sideveis jordmotstand da mellomrommet mellom pel og jord skal gyses. Over bakkenivå er søylediameteren benyttet direkte. Den korrekte bøyestivheten (ref. kapittel 5) oppnås ved å beregne en ekvivalent veggtykkelse. I Tabell 6-1 er de benyttede tverrsnittsdata presentert.

Tabell 6-1 Tverrsnittdata benyttet i SPLICE-analysene

	Dia. søyle (m)	Dia. hull (m)	Bøyestivhet EI (kNm^2)	Ekv. veggtykkelse $D=D_{søyle}$ (m)	Ekv. veggtykkelse $D=D_{hull}$ (m)
Søyletype 1	0.355	0.455	15000	0.004213	0.001956
Søyletype 2	0.410	0.508	32000	0.00588	0.00301
Søyletype 3	0.555	0.650	155000	0.0117	0.0071

Søylen deles inn i elementer.

Eksempel på PILGEN-input er gitt i Appendiks A.

De påførte lastene er beskrevet i kapittel 6. Belastningen ble påført med økende lastfaktor, der lastfaktor 1.0 tilsvarer bruddmoment med tilhørende skjærkraft. De resulterende forskyvninger og rotasjoner er hentet ut fra hver analyse, og sammenstilt som input til databasen for FUNDAMAST. Alle analyser ble utført både for bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

Den vertikale bæreevnen til pelene er beregnet i henhold til prosedyrer beskrevet i API RP 2A /7/, hovedsakelig utviklet basert på peleforsøk til havs, men allmenngyldige til å dekke de aktuelle forhold på land.

leire

$$Q_v(z) = q_{tip}(z) \cdot A_{tip} + \int_0^{L_d} A_s \cdot q_f(z)$$

der

$q_{tip}(z)$ = Spissmotstand = 9 s_u
s_u = Udrenert skjørstyrke, ref. figur Figur 3-5 og Figur 3-6
A_{tip} = Brutto spissareal av gyset pel (dvs. bordiameter er benyttet)
A_s = Ytre friksjonsareal av gyset pel (dvs. bordiameter er benyttet)

sand

$$Q_v(z) = Nq \cdot z \cdot A_{tip} + \int_0^{L_d} A_s \cdot K \cdot p_0'(z) \cdot \tan(\delta)$$

der

Nq = Bæreevne faktor, ref. Tabell 6-2
z = Lengde av pel i jord
K = Forhold mellom vertikale og horisontal spenninger inn mot pelen, antatt lik 0.5
p_0' = Effektiv spenning som funksjon av dybden = $\gamma \cdot z$
γ = Effektiv romvekt av jord
δ = Skjærvinkel (ϕ – 5 grader)
ϕ = Friksjonsvinkle, ref. Figur 3-7, Figur 3-8 og Figur 3-9
A_{tip} = Brutto spissareal av gyset pel (dvs. bordiameter er benyttet)
A_s = Ytre friksjonsareal av gyset pel (dvs. bordiameter er benyttet)

Tabell 6-2 Bæreevne faktor *Nq*

	ϕ = 30˚	**ϕ = 35˚**	**ϕ = 40˚**
Nq*	20	40	50

Eksempel på beregningene er gitt i Appendiks A.

* Disse N_q faktorene tar ikke høyde for eventuelt hellende terreng og er utarbeidet med tanke på rammede peler. Med henvisning til /13/ er N_q faktorene redusert med henholdsvis 87% og 77% for å ta inn effekt av hellende terreng på N_q- leddet av bæreevnen for skråninger på henholdsvis 1:1.5 og 1:2. Det vil ikke være vesentlig forskjell på ende bæring av rammede og gysede peler i sand.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

6.2 Plasstøpt fundament

Analyseprogrammet PLAXIS /5/ er benyttet for de plasstøpte fundamentene med kombinert horisontal og momentbelastning.

PLAXIS beregner det ikke lineære samvirke mellom jord og konstruksjon. I dette tilfelle viste det seg at det plasstøpte fundamentet kunne antas uendelig stivt, slik at forskyvning av fundament topp var entydig bestemt ut i fra rotasjonen av fundamentet. Jordas stivhet, representert med en E-modul, er avhengig av det effektive spenningsnivået i jorden. I analysene er vekten av fundamentet og en last spredning på 1:2 inkludert for å beregne en E-modul som er kompatibel med in-situ spenningstilstand. Horisontale lagpakker med tykkelse på 1 meter og med forskjellige E-moduler og styrke i henhold til kapittel 3.9 er benyttet i analysene.

Over fundament sålen, uavhengig av stedlige masser, er det antatt tilbakefylt og komprimert grus opp til nivå med opprinnelig terreng. I analysene er styrke- og deformasjonsparametrene for dette laget antatt slik:

Tabell 6-3 Material parametere benyttet for komprimert grus

Friksjonsvinkel	Total romvekt	E-modul	Poisson tall
ϕ = 40 grader	γ'= 19 kN/m3	E_{50} = 5 000 kN/m^2	v = 0.3

For en raffinert analyse av de plasstøpte fundamentene utsatt for momentbelastning, vil det naturlige valget ha vært en 3D analyse. Vi har benyttet PLAXIS som gir løsninger for en plan spenningstilstand. Kapasiteten som beregnes er derfor en kapasitet pr. løpemeter med fundament. For å ta høyde for den virkelige utstrekningen av fundamentet, og at sålen er bredere enn søylen, har følgende blitt benyttet:

Såle og søyle er analysert sammen (med momentstiv forbindelse). Last er påført 7.2 meter over fundament topp (0.7 meter over terreng). Resulterende motstand fra denne analysen er en kombinasjon av sidetrykk mot søylen og rotasjonsmotstand fra sålen.

Sålen er deretter analysert alene med en momentbelastning lik den som ble benyttet ved den første analysen. Differansen mellom de to analysene skyldes derfor sålen alene. Søylemotstanden er deretter nedskalert med forholdet mellom søylebredde og sålebredde. Deretter er den totale motstand multiplisert med bredden av sålen slik at kraft pr. løpemeter blir omgjort til resulterende kraft for fundamentet.

Det er ikke benyttet noen formfaktor eller sidefriksjon for å ta høyde for 3D effekter. Dette er noe konservativt.

Vertikal bæreevne i leire er beregnet ved hjelp av programmet BEARING1 /12/. Dette programmet foretar en endelig likevekts betraktning i 2D og inkluderer side skjær for bruddflaten ut i fra kalibrerte faktorer. Programmet søker etter kritiske skjærflater blant 4 karakteristiske bruddformer.

Vertikal bæreevne i sand er beregnet etter følgende formel:

$$Q_v(z) = q_v(z) \cdot B \cdot L$$

der

B = Effektiv bredden av fundamentet (parallelt sporet), ved vertikallast i senteraksen

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

L = Lengden av fundamentet (normalt sporet)
$q_v(z)$ = dimensjonerende vertikal spenning

Fra formelverk først presentert av Brinch-Hansen (1970) /13/, er den dimensjonerende vertikal spenning i friksjons jord utrykt som:

$$q_v(z) = 0.5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma + N_q \cdot (\gamma' \cdot z + a) \cdot s_q \cdot i_q \cdot g_q$$

der
N_γ, N_g = Bæreevne faktorer
γ' = Effektiv rom vekt av jord
B = Effektiv bredden av fundamentet (vertikallast i senteraksen).
s_γ, s_q = formfaktor
i_γ, i_q = last inklinasjons faktor
g_γ, g_q = terreng helning
z = dybde til underkant fundamentsåle
a = attraksjon

Eksempel på beregningene er gitt i Appendiks B

6.3 Bardunfundamenter

Med bardunfundamenter menes i denne sammenheng de fundamenter som gir mothold til avspenningsbardunene. Kun pelefundamentene er vurdert i denne sammenheng.

Belastningen skiller seg fra belastningen i mastefundamentet ved at det er en strekk last som skal taes opp via bardunene. For bardunfundamentene er analyser som for tilsvarende mastefundamenter foretatt. I SPLICE analysene er det påsatt en økende horisontal last i toppen av fundamentet ved en antatt konservativ oppraging på 0.7 meter. For strekk kapasiteten til pelene er samme formelverk benyttet som for tilsvarende mastefundameter i trykk, men her er i motsetning til for mastefundamentene vekten av fundamentet lagt til.

Forskyvninger av bardunfundamenter har vært av underordnet betydning og derfor er kun bruddgrensen vurdert med samme valg av material faktor i jorden som for mastefundamentet.

6.4 Valg av partiell sikkerhetskoeffisient i grensetilstanden

I bruddgrensetilstanden er det valgt å benytte en material koeffisient på $\gamma_m = 1.3$ for begge typer av disse moment belastede fundamentene. Denne material koeffisienten er lavere enn det som blir benyttet for å beregne dimensjonerende pelemotstand for henholdsvis vertikal bæreevne og sidebelastning for peler på land, der det i disse tilfellene er en etablert praksis å benytte $\gamma_m = 1.6$ /9/.

Valget av en lavere material koeffisient må sees i sammenheng med konsekvens av brudd og brukerens valg av idealiserte grunnforhold Når det gjelder grunnforhold så skal de alltid velges slik at det blir konservativt sammenholdt med de stedlige forhold. Dette representerer en

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

sikkerhet som kommer i tillegg til den material koeffisienten som er benyttet i analysene. Når det gjelder konsekvens av brudd så er ikke dette vurdert eksplisitt, men det synes rimelig å anta at disse vil være av begrenset økonomisk karakter med liten fare for tap av menneskeliv.

Total sikkerhetsfaktor for fundamentet vil være avhengig av last faktorer som benyttes for dimensjonerende momentbelastning. For vind og snø/islaster benyttes en last faktor på 1.6 /8/. mens strekk i linene har en last faktor på 1.2. Med en antatt vektet lastfaktor i størrelsesorden 1.5, vil den total sikkerhetsfaktoren bli ca. 2.0.

I bruksgrensetilstanden er det benyttet en material koeffisient på $\gamma_m = 1.0$

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

7 POSTPROSSESSERING AV ANALYSENE

For begge fundamenttypene (pel og plasstøpt fundament) er det etablert nødvendig lengde som funksjon av momentbelastningen i bruddgrensetilstanden for forskjellige grunnforhold. Minimum pelelengde i jord er satt lik 3.0 meter. For de plasstøpte fundamentene er gravedybde antatt mellom 1.5 og 2.5 meter. Fundamentets dimensjonerende mothold er satt lik det største momentet fundamentet kan bære med et gitt sikkerhetsnivå uten hensyn til forskyvninger.

For bruksgrensetilstanden er momentrotasjonsforløp og momentforskyvningsforløp etablert innenfor det aktuelle belastningsområdet. For pelene er disse kurvene etablert for opptil 6 forskjellige pelelengder. Kurvene er tilpasset en generell 3.grads ligning slik at den ikke-lineære effekten av økende pelelengde blir ivaretatt.

For de plasstøpte fundamentene er det funnet grunnlag for å foreta en lineær interpolasjon innenfor de to gravedybder som er benyttet i analysene. På denne måten blir det momentet som tilsvarer en gitt rotasjon av fundamentet på en vilkårlig gravedybde mellom to ytterpunktene (1.5 m og 2.5 m) bestemt.

Eksempler fra post-prosesseringen er vedlagt i Appendiks C.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

8 PROGRAM VALIDERING

8.1 Generelt

For validering av programmet er det mottatt 3 sett med forsøks data som er etteregnet med programmet. To sett av belastingsforsøk for gyset pelefundament og ett sett av belastningsforsøk for plasstøpte fundamenter. Av disse forsøkene skiller forsøkene ved Nodeland stasjon seg ut som det best instrumenterte og vil følgelig bli viet størst oppmerksomhet i valideringen.

Selv om selve testene kan sies å gi grunnlag for å vurdere forskyvninger av mastefundamenter påsatt moment belastning, er ikke dokumentasjon tilstrekkelig detaljert til å knytte dette sammen med stedlige grunnforhold. Det er derfor foretatt en skjønnsmessig vurdering av to kandidater til stedlige grunnforhold. Denne valideringen vil derfor kun gi grunnlag for en kvantitativ vurdering av resultatene fra programmet.

8.2 Tester utført ved Nodeland stasjon

Ved Nodeland stasjon ble de foretatt tester av DNV etter oppdrag fra Jernbaneverket av totalt 5 stk. fundament for kontaktledningsmaster. To av testene ble utført for gyset pelefundament ved to ulike oppraginger på henholdsvis 0.10m (BS2) og 0.86m (BS6). Begge fundamentene var av total lengde lik 4.0m. Fundamentene ble plassert i bunn av de forborede hull og gyset forut for selve testene. Begge fundamentene hadde en pelediameter på 0.355m og bordiameteren er forutsatt lik 0.455m. For en mer utførlig beskrivelse av testen og instrumenteringen vises til rapporten /14/.

Grunnforholdene på stedet er ikke dokumentert, men informasjon mottatt i dette prosjektet tilsier at grunnen er sand. Grunnvannstanden er ikke målt / rapportert. Ut i fra dette enkle grunnlaget har vi valgt å sammenholde test resultatene med resultater for henholdsvis medium sand (grunnvannstanden i nivå med terreng) og fast sand (grunnvannstand under pelespiss).

Figur 8-1 og Figur 8-2 viser henholdsvis målte horisontalforskyvninger og rotasjoner i topp av fundament BS6. Oppragingen er noe høyere enn benyttet i databasen (0.87m i forhold til 0.7m). De målte resultatene viser en bemerkelsesverdig overensstemmelse med resultatene for fast sand. Det er verdt å merke seg den tilleggsrotasjonen som er målt fra topp av fundament til bunn av mast. Dette skyldes trolig elastiske tøyninger i bolte forbindelsen, noe som ikke er med i resultatene fra programmet.

Figur 8-3 viser resulterende horisontal forskyvninger 5.6 meter (dvs. nivå av kontakttråd) over fundament BS6 ved antatt stiv mast. Over en slik avstand vil forskyvningene i stor grad styres av rotasjonene i bunn av mast. Resultater for fast sand ser ut til å gi best overensstemmelse selv når vi tar høyde for bolteforbindelsen så lenge last nivået er innenfor ca. 100 kNm.

Figur 8-4 viser gradient for tilleggsforskyvninger 5.6 meter over fundament ved antatt stiv mast. Fra denne figuren kan vi se helningen på moment forskyvnings forløpet som benyttes i programmet til å beregne tilleggsforskyvninger. I de tilfeller der den totale bruksgrensen når opp i en moment belastning innunder 100 kNm vil tilleggsforskyvningen overestimeres i programmet, selv med fast sand. Ved ca. 100 kNm endrer gradienten seg slik at den faller innenfor resultater for fast sand og medium sand. Det kan virke som om medium sand vil

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

overestimere tilleggsforskyvningen med ca. 50% for de høyere last nivåene, mens resultatene for fast sand tilsvarende vil underestimere tilleggsforskyvningen med ca. 30%.

Resultatene for medium sand vil med andre ord gi et gjennomgående konservativt tall på tilleggsforskyvningene. Resultatene for fast sand vil også være konservative ved små last nivåer.

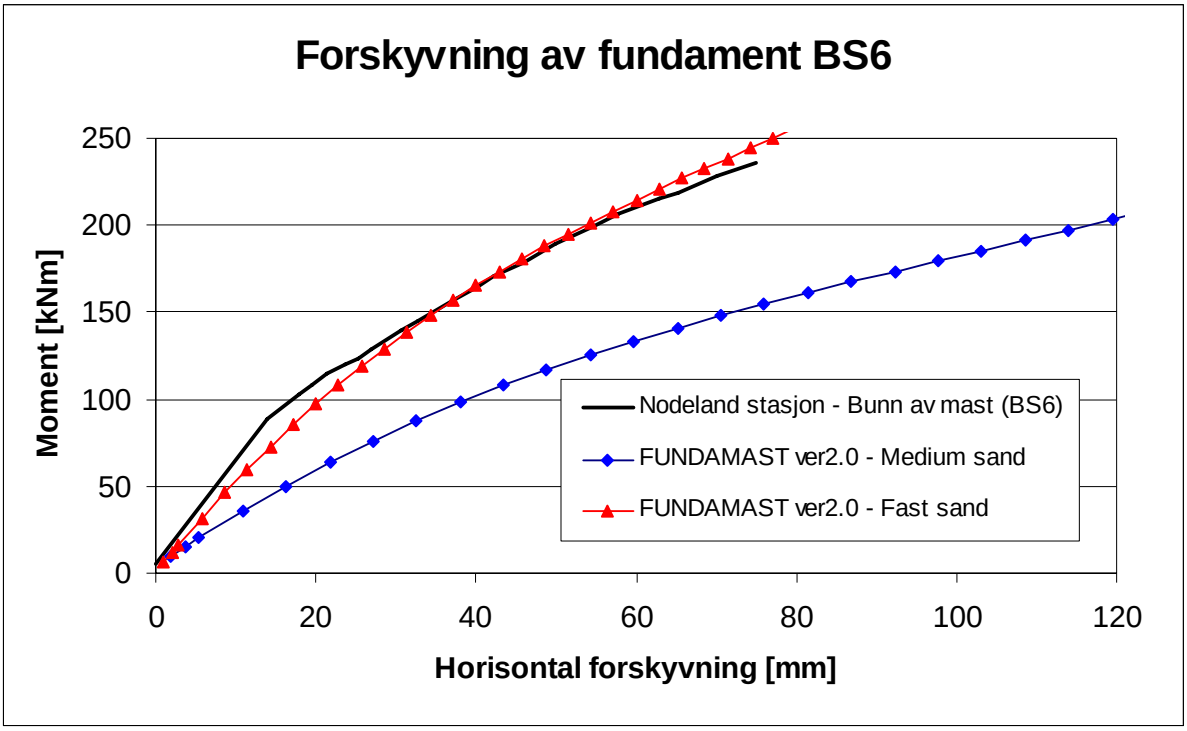
Figur 8-5 og Figur 8-6 viser henholdsvis målte horisontalforskyvninger og rotasjoner i topp av fundament BS2. Oppragingen er vesentlig lavere enn benyttet i databasen (0.1m i forhold til 0.7m). Dette ser ut til å ha innvirkning på resultatene som ikke alene kan forklares fra en samtidig økt lengde i jord. Dette begrunnes med at den økte lengden i jord er inkludert i resultatene fra programmet. Konklusjonen må derfor bli at for mindre oppraging enn antatt i programmet vil resultatene bli mer (og tildels betydelig) konservative.

Figur 8-7 viser resulterende horisontal forskyvninger 5.6 meter over fundament BS2 ved antatt stiv mast. Resultatene fra forsøket er beregnet å gi vesentlig mindre forskyvninger enn det som fremkommer i programmet.

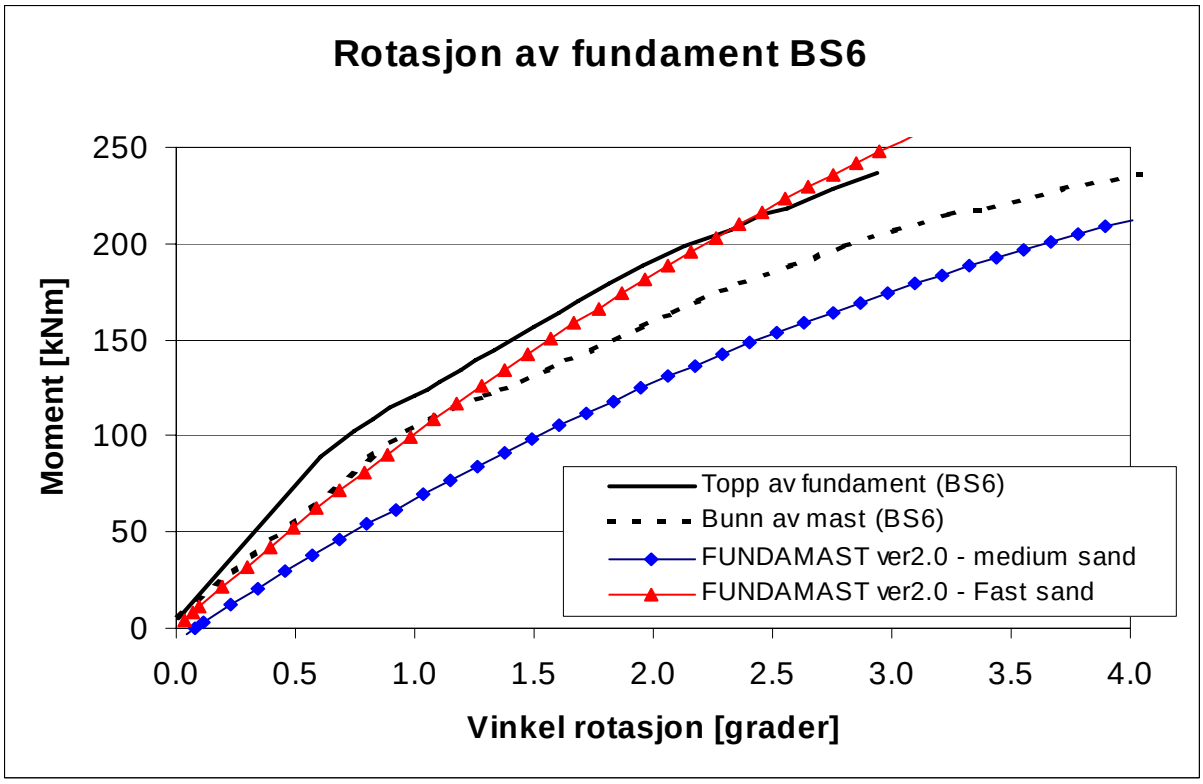
Figur 8-8 viser gradient for tilleggsforskyvninger 5.6 meter over fundament BS2 ved antatt stiv mast. Det kan virke som om medium sand vil overestimere tilleggsforskyvningen gjennomgående med ca. 240% mens resultatene for fast sand tilsvarende vil overestimere tilleggsforskyvningen med ca. 70%. Med andre ord viser testen for dette fundamentet at tilleggsforskyvningene vil være tildels betydelig mindre enn det som fremkommer i programmet.

Avviket mellom test resultater for fundament BS2 og resultater i programmet skyldes hovedsakelig mindre oppraging i testen enn det som ligger til grunn for resultatene i programmet. Denne effekten ser ut til å overstyre det som med rimelighet kan skyldes variasjon i stedlige grunnforhold for dette tilfelle.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

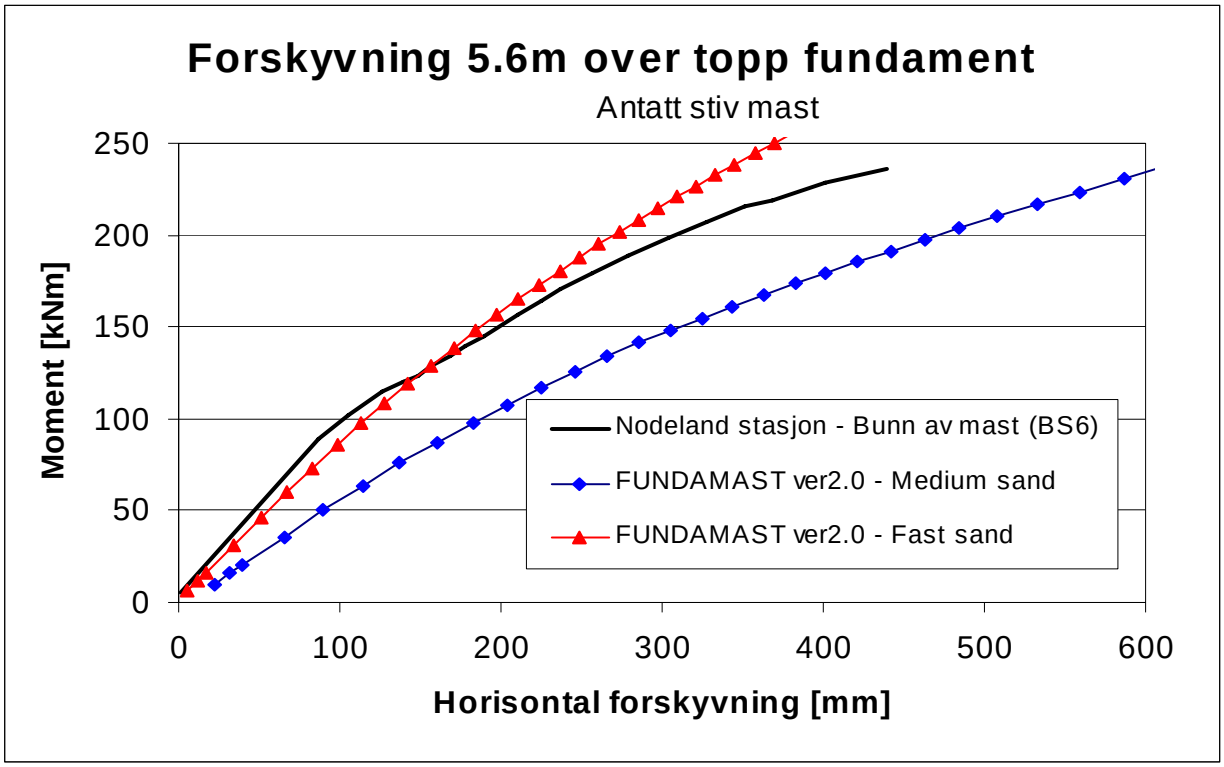


Figur 8-1 Målte horisontal forskyvning ved økende moment belastning sammenholdt med beregninger i FUNDAMAST – Lengde i jord = 3.14m, Oppraging = 0.86m

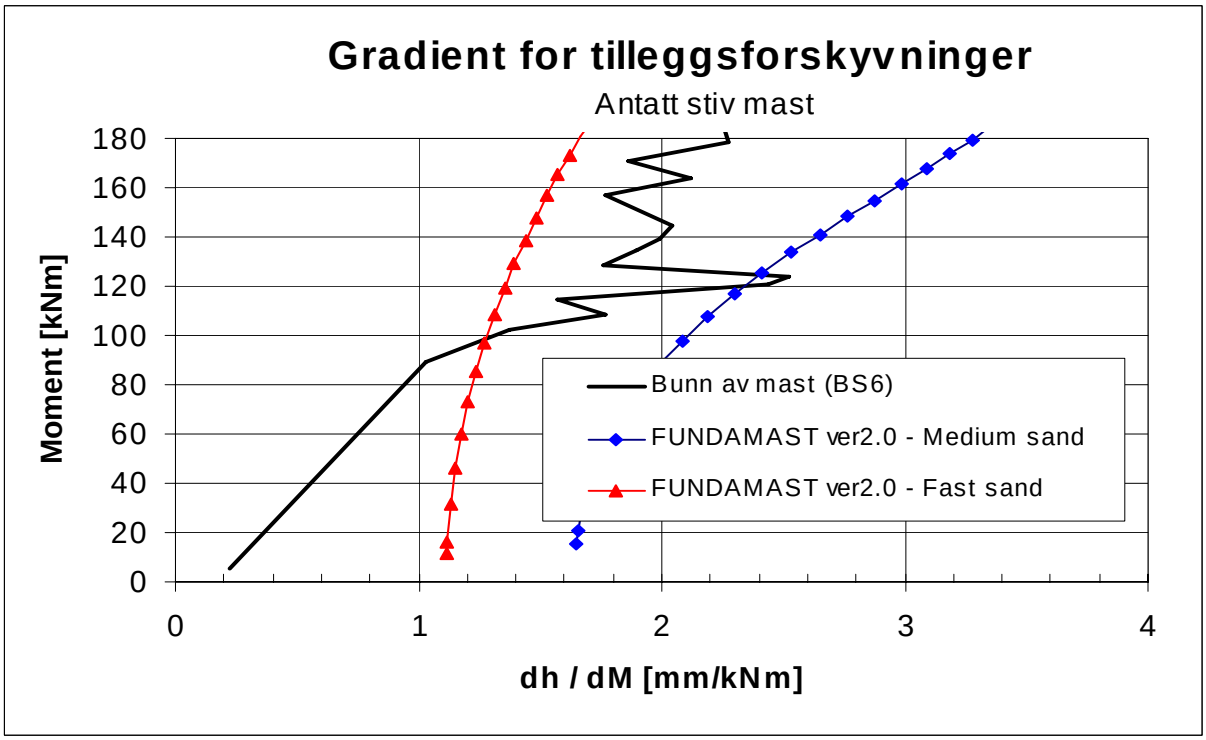


Figur 8-2 Målte rotasjoner ved økende moment belastning sammenholdt med beregninger i FUNDAMAST – Lengde i jord = 3.14m, Oppraging = 0.86m

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

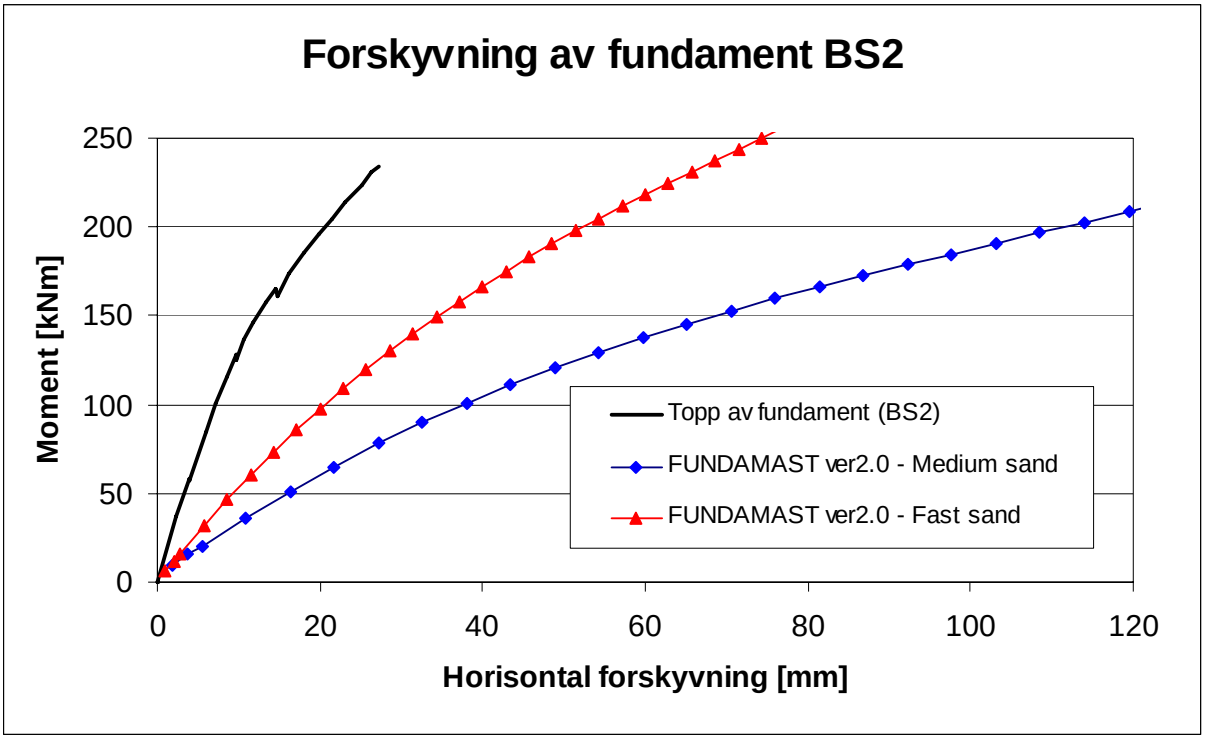


Figur 8-3 Beregnede horisontalforskyvninger 5.6m over fundament (ved antatt stiv mast) fra test forsøk for fundament BS2 og i programmet FUNDAMAST

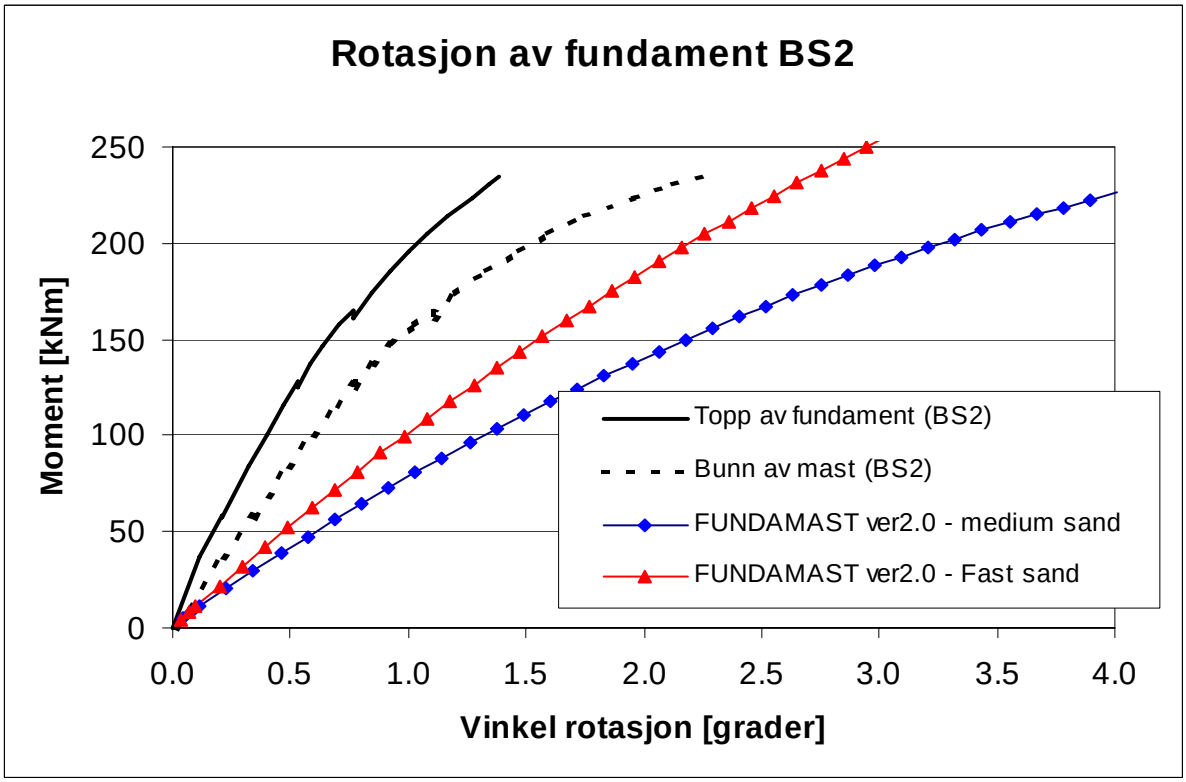


Figur 8-4 Beregnet gradient for tilleggsforskyvninger 5.6m over topp av fundament (ved antatt stiv mast) fra test forsøk med fundament BS6 og i programmet FUNDAMAST

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

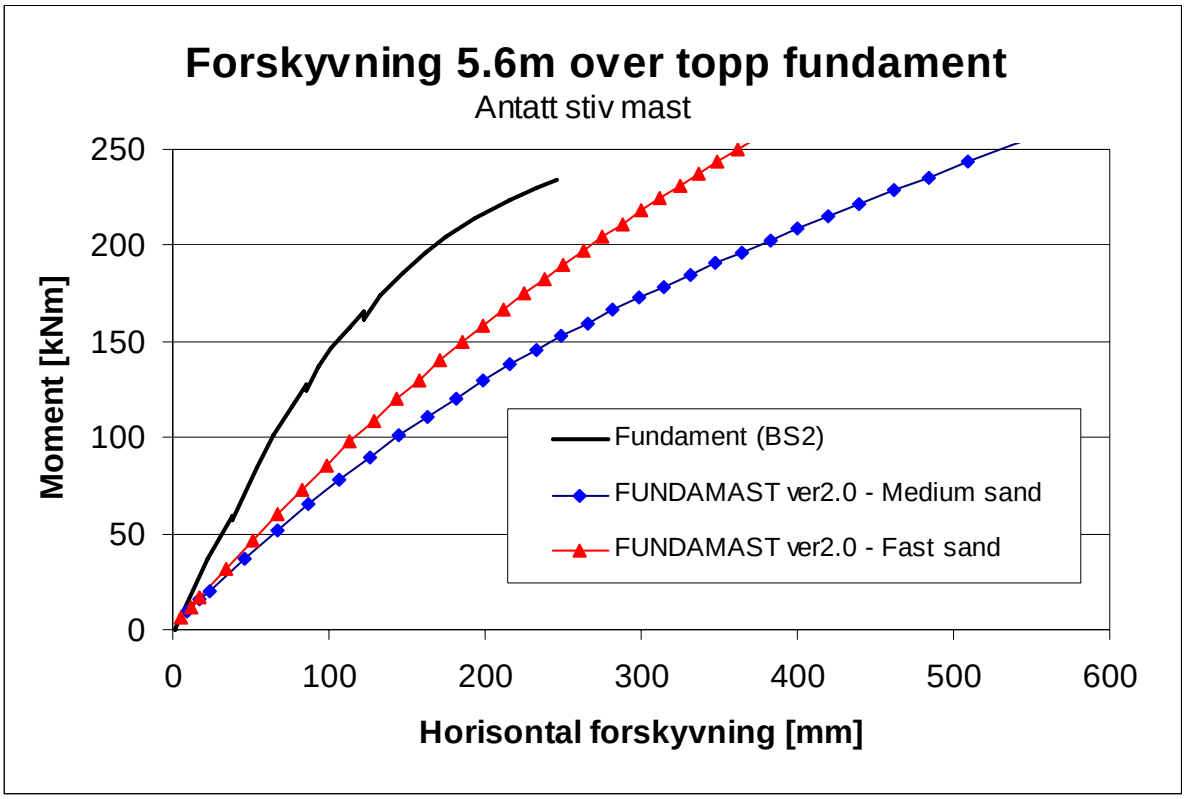


Figur 8-5 Målte horisontal forskyvning ved økende moment belastning samholdt med beregninger i FUNDAMAST – Lengde i jord = 3.9m, Oppraging = 0.1m

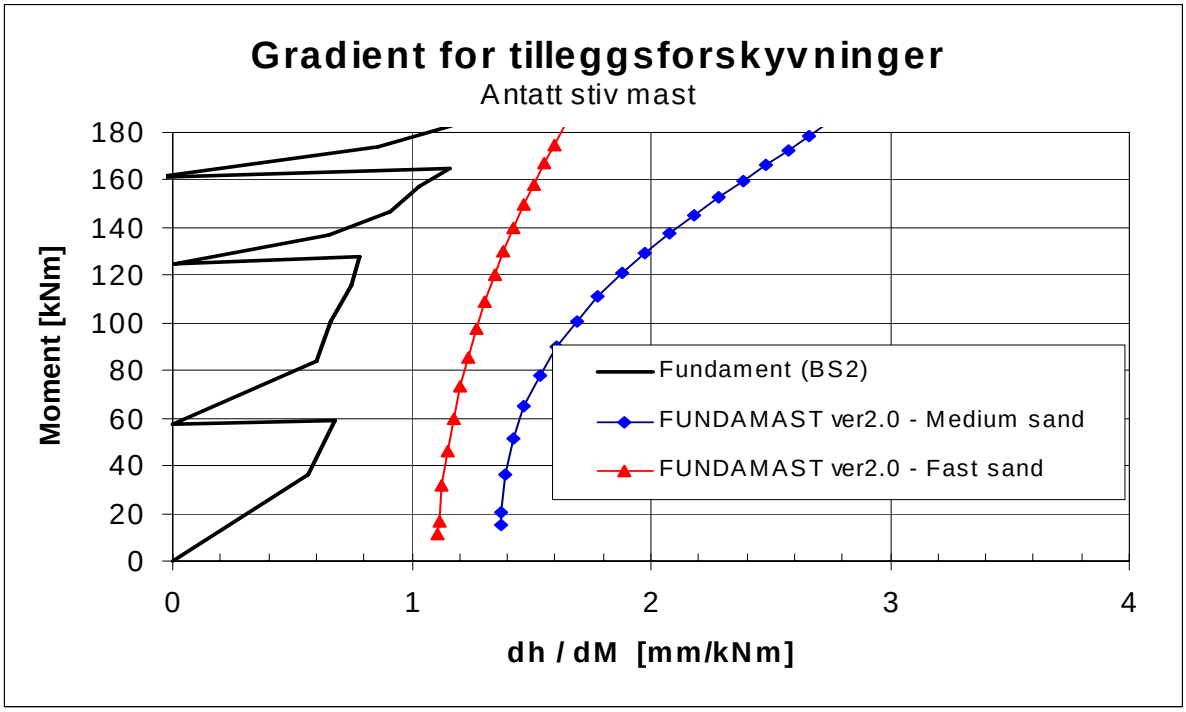


Figur 8-6 Målte rotasjoner ved økende moment belastning sammenholdt med beregninger i FUNDAMAST – Lengde i jord = 3.9m, Oppraging = 0.1m

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



Figur 8-7 Målte horisontal forskyvning ved økende moment belastning sammenholdt med beregninger i FUNDAMAST – Lengde i jord = 3.9m, Oppraging = 0.1m



Figur 8-8 Beregnet gradient for tilleggsforskyvninger 5.6m over topp av fundament (ved antatt stiv mast) fra test forsøk med fundament BS2 og i programmet FUNDAMAST

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

8.3 Tester utført på strekning Sarpsborg og Halden

Resultater fra prøvetrekking av 3 stk. plasstøpte mastefundamenter mellom Sarpsborg og Halden

Ingen detaljer er gitt med hensyn på geometrien på selve fundamentene og grunnforholdene er også svært overfladisk beskrevet. Som en følge av dette er resultatene sammenlignet med resultater fra FUNDAMAST for ulike gravedybder og grunnforhold.

Tabell 8-1 Test oppsett og forsøksresultater for prøvebelastning av mastefundamenter

Post	**1** **6** **9** **10** **11** **17**	**3** **4** **7** **14**	**8** **13**
Maks trekk	2080 kg	2080 kg	2080 kg
Trekkvinkel	antatt ca. 50 grader	antatt ca. 50 grader	antatt ca. 50 grader
Trekkpunkt over topp av fundament	4.5 m	4.5 m	4.5 m
Funament	antatt H-mast	antatt H-mast	antatt H-mast
Bredde	antatt 1.6m	antatt 1.6 m	antatt 1.6 m
Dybde til sålen	Ukjent	Ukjent	Ukjent
Maks moment, M	70.3 kNm	70.3 kNm	70.3 kNm
Maks horisontalkraft, V	15.6 kN	15.6 kN	15.6 kN
Grunnforhold	Jord (sand ?)	Grus	Steinfylling
Målte forskyvninger etter innjekking til maks trekk	3 mm 5 mm 5 mm 6 mm 4 mm	3 mm 0 mm 14 mm 1 mm	5 mm 1 mm

Tabell 8-2 Resultater fra FUNDAMAST ver 2.0

Dybde til u.k. såle	**Medium sand**	**Fast sand (grus)**	**Fast sand (grus)**
1.5 m	17 mm	9 mm	9 mm
2.0 m	10 mm	5 mm	5 mm
2.5 m	8 mm	4 mm	4 mm

Som det fremgår av tabellen over er det rimelig overensstemmelse mellom målte forskyvninger og resultater fra programmet. Fundamentet på post 7 viser imidlertid noe større forskyvninger enn det som fremkommer i programmet. Uten ytterligere detalj kunnskap om dette fundamentet er det ikke mulig å si noe absolutt sikkert om årsaken til dette avviket.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

8.4 Tester utført på strekning Aspedammen og Prestebakke

Resultater fra prøvetrekking av 3 stk. borede mastefundamenter mellom Aspedammen og Prestebakken er rapportert i internt notat /15/ som er gjort tilgjengelig for oss i dette prosjektet.

Tabell viser en oversikt over test oppsett og prøve resultater. De målte bevegelsene for trekk kraften etter 1 minutt er representative for de forskyvninger som programmet beregner for et tilsvarende påsatt moment i bruksgrensen

Tabell 8-3 Test oppsett og forsøksresultater for prøvebelastning av mastefundamenter

Fund. nr	**151-16 (5105)**	**151-17 (5106)**	**153-17 (5141)**
Maks trekk	2000 kg	2000 kg	2000 kg
Trekkvinkel	56.6 grader	56.6 grader	45.7 grader
Trekkpunkt over topp av fundament	4.5 m	4.5 m	4.5 m
Maks moment, M	73.7 kNm	73.7 kNm	63.2 kNm
Maks horisontalkraft, V	16.4 kN	16.4 kN	14 kN
Grunnforhold	Myr / Bløt leire	Myr / Bløt leire	Ekstrem bløt myr
Lengde / Type	m-405103	m-400103	m-404804
Målepunkt	0.2m under SOK	0.06m under SOK	0.2m under SOK
e-mål	0.6m	1.0m	0.6m
Oppraging	0.25m	0.10m	0mt
Lengde av fundament	4 m	4m	4m
Diameter pel	0.355m	0.355m	0.355m
Målt bevegelse etter 1 min med 2000 kg trekk	15 mm	19 mm	21 mm

Tabell 8-4 Resultater fra FUNDAMAST ver 2.0

Fund. nr	**151-16 (5105)**	**151-17 (5106)**	**153-17 (5141)**
Bløt leire	ingen løsning (brudd)	ingen løsning (brudd)	ingen løsning (brudd)
Middels fast leire	49 mm	46 mm	38 mm

Resultatene er rimeligere når vi sammenholder med resultatene for middels fast leire, mens for det mer naturlige valget i databasen, Bløt leire, ligger resultatene utenfor gyldighetsområdet. Med dette menes at det påførte momentet ikke har gitt noen løsning med beregningsprogrammet som er benyttet, eller så er forskyvningene så store at det karakteriseres som brudd. Det at resultatene er rimelige for middels fast leire kan skyldes at grunnforholdene på test stedet er bedre enn det som ligger til grunn i databasen for bløt leire.

Da ingen informasjon foreligger på vinkel endring av fundamentet er det ikke mulig å bruke denne forsøksserien til å si noe sikkert om hvordan avviket vil slå ut på tilleggsforskyvninger i nivå av kontakttråd.

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.



Figur 8-9 Mastefundament 151-16. Oppraging 25 cm

Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

9 REFERANSER

/1/ Tegning E-7387 ”Kontaktledningsanelgg fundament for mast, Type B1-B6”, datert 3. Januar 1994.

/2/ Tegning E-7388 ”Kontaktledningsanlegg fundament for mast, Type H1-H5”, datert 14. Desember 1995

/3/ Tegning A04.100.001 ”Prefabrikkert sylindrisk betongsøylefundament for kontaktledningsmast for plassering i borede hull”, datert 28 August 1996.

/4/ DNV rep. 96-3715 ”Prøving av mastefundamenter til brudd. Rapportering av prøveresultater”, datert 22 Januar 1997

/5/ PLAXIS. Finete Element Code for Soil and Rock analysis, Program versjon 7.1, Plaxis B.V. Nederland, 1998.

/6/ DNV SESAM : “SESAM User’s manual SPLICE, Structure/Pile/Soil interaction Analysis”, dated 01.12.92

/7/ DNV Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures 1977, Appendix D ”Concrete Structures”, Oppdatert versjon 1980.

/8/ Hjelp-fil til programmet KL-fund, versjon 2.0 datert 1 september 2000 (tekst gjort tilgjengelig for dette prosjektet 11 desember 2000).

/9/ Geoteknikk i vegbygging, Håndbok –016, Statens Vegvesen, datert juni 1990.

/10/ H. G. Poulus and E. H. Davis. ”Elastic solutions for soil and Rock mechanics”, John Wiley & Sons, inc. , 1973

/11/ T. W. Lambe and R. V. Whitman ”Soil Mechanics”, John Wiley & Sons, inc. , 1969

/12/ Clausen , Carl J. Frimann: ”BEARING1, a Computer Program for Analysis fo the Bearing Capacity of a Foundation in Clay subjected to undrained Loading”, Report 8503-1, Rev. 2, dated 15.05.92

/13/ Brinch-Hansen J. (1970) ”A revised and extended formula for bearing capacity”, Geoteknisk Institutt, Bulletin Np. 28, p.5 –11, København

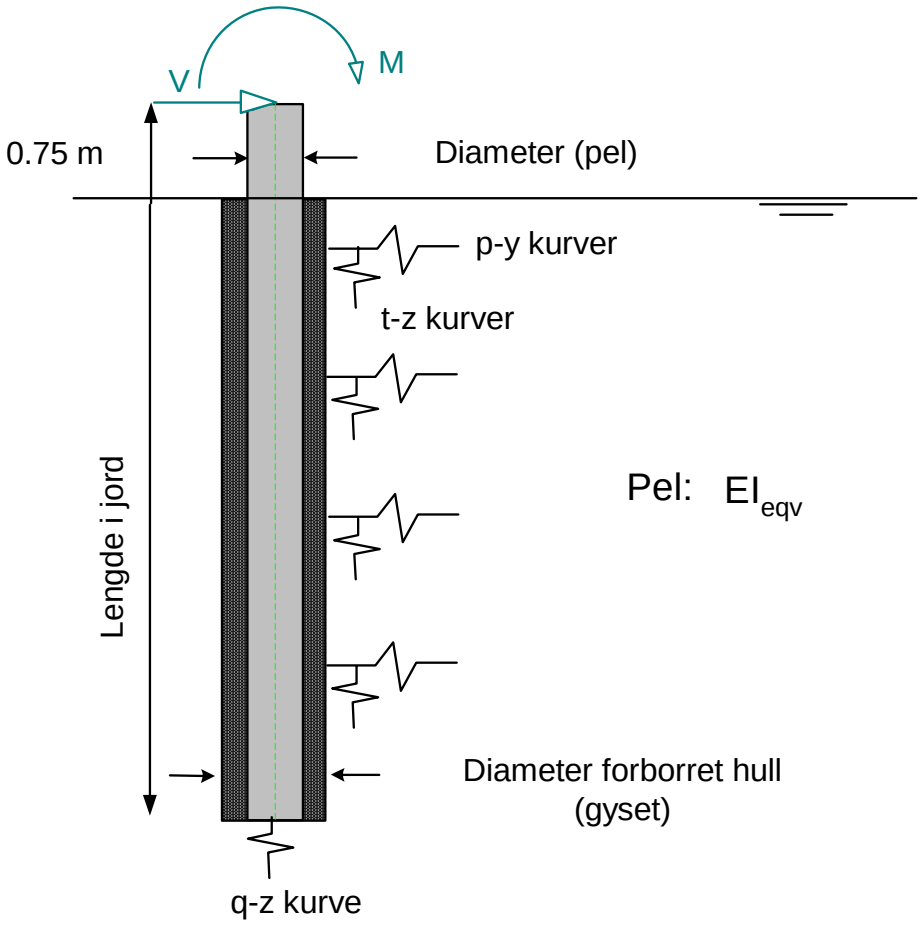
/14/ DNV Rapport nr. 98-3284, rev.01 ”Test av 5 stk fundamenter for kontakledningsmaster”.

/15/ Notat fra Vidar Flatekval til Jernbaneverket Region Øst Teknisk Kontor, datert 31.07.2001 ”Krengetog ØB, Prøvetrekking av borede kl. fundamenter, Aspedammen – Pr. bakke”.

- o0o -

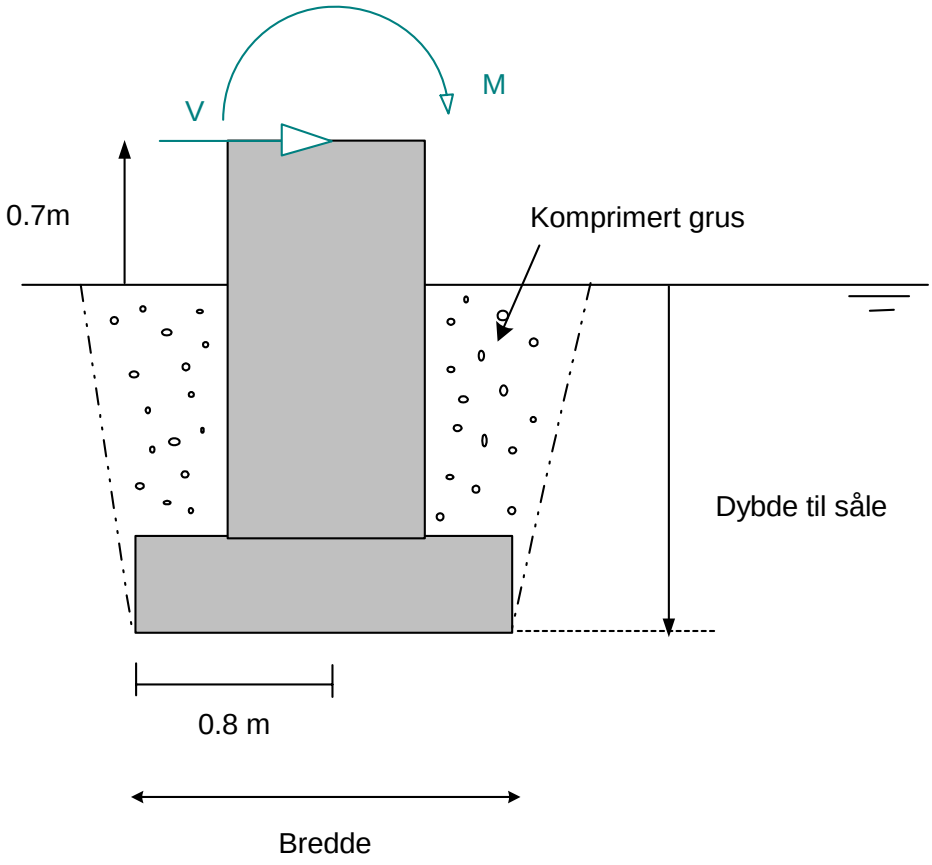
Gjengivelse i utdrag som kan virke misvisende er ikke tillatt.

APPENDIKS
A
EKSEMPEL PÅ PELEANLYSE



- o0o -

APPENDIKS
B
EKSEMPEL PÅ PLASSTØPT FUNDAMENT ANALYSE



APPENDIX
C
EKSEMPLER FRA POST PROSESSERINGEN

- o0o -

APPENDIX
D
FUNDAMAST - BEREGNINGSEKSEMPEL

- o0o -

APPENDIX
E
PROGRAM VALIDERING

- o0o -

APPENDIX
F
IMPLEMENTERING AV TERRENG HELNING

- o0o -