



Aalborg Universitet

AALBORG UNIVERSITY
DENMARK

Fod-pælens bæreevnetilvækst

Sørensen, Carsten S.; Jensen, B. S.

Published in:

Proceedings of the XII Nordic Geotechnical Conference : NGM-96

Publication date:

1996

Document Version

Også kaldet Forlagets PDF

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):

Sørensen, C. S., & Jensen, B. S. (1996). Fod-pælens bæreevnetilvækst. I S. Erlingsson, & H. Sigursteinsson (red.), *Proceedings of the XII Nordic Geotechnical Conference : NGM-96: Reykjavik, 26-28 juni, 1996* (s. 253-258). Icelandic Geotechnical Society.

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal -

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

NGM-96 • VOLUME 1 • ARTIKLER

XII Nordiska Geoteknikermötet

REYKJAVÍK 26.-28. JUNI 1996



JARÐTÆKNIFÉLAG ÍSLANDS
ICELANDIC GEOTECHNICAL SOCIETY

Gyuti R.

NGM-96 • REYKJAVÍK 26.-28. JUNE 1996
VOLUME 1 • TECHNICAL PAPERS

XII Nordic Geotechnical Conference

Interplay between Geotechnics and Environment



Editors:

Sigurður Erlingsson • Haraldur Sigursteinsson

JARÐTÆKNIFÉLAG ÍSLANDS
ICELANDIC GEOTECHNICAL SOCIETY

Fodpæles bæreevnetilvækst

Betty Stenstrup Jensen
COWI, Rådgivende Ingeniører AS, Århus, Danmark

Carsten S. Sørensen
COWI, Rådgivende Ingeniører AS, Aalborg
GEOTEKNIKGRUPPEN, Aalborg Universitet, Danmark

SYNOPSIS: Gudenåbroen, på motorvej E45, blev i 1969 funderet på 263 lodpæle med fod. Da Vejdirektoratet i 1994 ønskede broen opklassificeret, blev der iværksat prøvebelastning af 3 pæle for at undersøge bæreevnetilvæksten. Da kun én af pælene blev ført til brud, var det nødvendigt at udvikle en model til beregning af de to øvrige prøvepæles arbejdskurver og brudbæreevner. På grundlag af denne iterative model, kunne brudbæreevner for de øvrige 260 pæle beregnes. Den gennemsnitlige bæreevnetilvækst blev fundet til 44%, hvilket var tilstrækkeligt til at Gudenåbroen kunne opklassificeres uden at foretage en fundamentsforstærkning.

1. INTRODUKTION

Ved Randers i Jylland krydser motorvej E45 Gudenåen. Motorvejsbroen blev i 1969 funderet på lange fodpæle placeret i sand. I forbindelse med funderingsarbejdet blev 4 af de i alt 263 pæle prøvebelastet til brud.

I 1994 ønskede Vejdirektoratet undersøgt om broen kunne opklassificeres til tungere trafik, end broen oprindeligt var dimensioneret for.

En statisk gennemregning af broen viste, at en opgradering ikke umiddelbart var mulig. Specielt broens pælefundering var for svag. En opgradering ville kræve en omfattende fundamentsforstærkning.

Da en sådan forstærkning er relativt kostbar, blev det besluttet at foretage en revurdering af pælenes bæreevne under hensyntagen til en eventuel bæreevnetilvækst.

Revurderingen gav en forventning om store besparelser, at der blev udført nye prøvebelastninger på 3 af de 4 pæle, der 26 år tidligere var blevet belastet til brud, for at få eftervist bæreevnetilvæksten.

2. GEOTEKNISKE UNDERSØGELSER

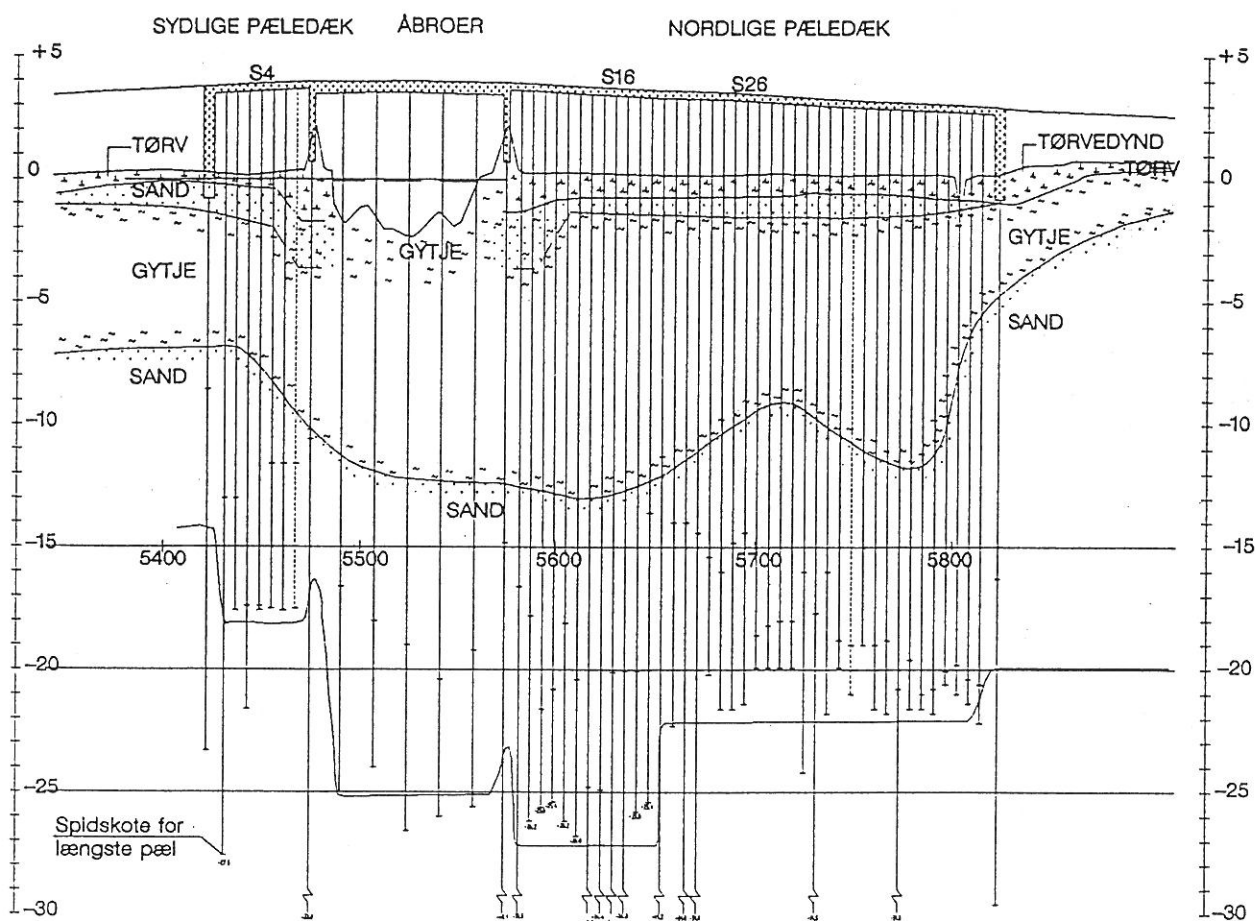
Forud for broens opførelse i 1969 blev der foretaget geotekniske undersøgelser til bestemmelse af bundforholdene, inkl. jordens styrkeparametre. I 1994 blev der udført yderligere en boring til 30 m's dybde.

2.1 Geologi

De ældste aflejringer, der er truffet i forbindelse med de geotekniske undersøgelser, består af senglacialt smeltevandsand. Herover er der truffet postglaciale aflejringer bestående af gytje med indlejrede sandlag. Overgangen mellem sen- og postglaciale lag lader sig vanskeligt bestemme og varierer en del. Et udsnit af broens længdeprofil og de geologiske forhold i området ses af figur 1.

2.2 Geotekniske parametre

Vingeforsøgene i gytjen viser næsten konstante forskydningsstyrker ned til kote -8 à -9 m, med en gennemsnitsværdi på 13 kPa. Herunder tiltager styrken svagt og når enkelte steder op på 60 à 80 kPa.



Figur 1. Længdeprofil af Gudenåbroen samt de geologiske forhold

Resultaterne fra svenske rammesonderinger viser, at de øverste 2 - 4 m sand er meget løst lejret. Herunder og til stor dybde er sandet middellejret, og det må formodes, at bæreevnen ikke tiltager med dybden. Sandets karakteristiske friktionsvinkel skønnes til $\phi_k = 33^\circ$ nedtil kote -16 m og $\phi_k = 36^\circ$ herunder.

Jordlagenes rumvægte er fastlagt til følgende: $\gamma'_{\text{gytje}} = 13 \text{ kN/m}^3$, $\gamma'_{\text{sand}} = 19 \text{ kN/m}^3$ og $\gamma'_{\text{silt/ler}} = 21 \text{ kN/m}^3$.

På grundlag af disse undersøgelser blev det i sin tid besluttet, at motorvejskrydsningen af Gudenåen skulle funderes på pæle. Alle pælene blev udført som lodpæle med fod.

3. PÆLERAMNING 1969

3.1 Prøveramning

Til fastlæggelse af pælenes brudbæreevne blev der i 1969 udført prøveramning af 37 pæle med varierende tværsnitsdimensioner og længder. Alle pælene var dog på de nederste 2 m forsynet med en udvidet 450 x 450 mm fod.

På grundlag af observationerne ved prøveramningerne blev pælenes brudbæreevne beregnet ved anvendelse af Den Danske Rammeformel (DDR). Prøveramningerne viste større uregelmæssigheder i jordbundsforholdene end først antaget, samt at der ikke var nævneværdig bæreevnetilvækst under kote -15 á -20 m.

3.2 Prøvebelastninger

Som supplement til prøveramningerne blev der udført 4 prøvebelastninger. Formålet med dis-

se var bl.a. at få fastslået, om DDR kunne anvendes direkte ved fastlæggelse af brudbæreevnen, eller om det var nødvendigt at foretage en justering af DDR.

Prøvebelastningerne viste god overensstemmelse med de geostatistiske beregninger og DDR. Belastningsforsøgsresultaterne ses af nedenstående skema, hvoraf brudbæreevnerne ved geostatisk beregning og DDR også fremgår.

Tabel 1. Belastningsforsøgsresultater

| Pæl nr. | Prøvebelastning 1969 | Den Danske Rammeformel 1969 | Geostatisk beregning 1969 |
|---------|----------------------|-----------------------------|---------------------------|
| S 4b | 1400-1500 kN | 1440 kN | 1530 kN |
| S 13b | 1100-1200 kN | 760 kN | 1360 kN |
| S 16c | 1200 kN | 1220 kN | - |
| S 26a | 1500-1600 kN | 1400 kN | 1100 kN |

I de geostatistiske beregninger var overflademodstanden fra den udvidede pælefod til terræn ikke medregnet. Da prøvebelastningsforsøgene viste god overensstemmelse med disse beregninger, kunne det konkluderes, at pælene overvejende var spidsbærende.

På grundlag af disse betragtninger blev det besluttet at udføre produktionspælene, som 300 x 300 mm pæle med en 2 m fod 450 x 450 mm.

Pælene skulle rammes til en karakteristisk brudbæreevne på 1600 kN, bestemt på grundlag af Den Danske Rammeformel.

3.3 Efterramning/kontrolramning

Da en del af pælene ikke opnåede tilstrækkelig brudbæreevne ved indramningen blev der ved 6 pæle udført efterramninger/kontrolramninger. Disse ramninger viste en bæreevnetilvækst på mellem 7 og 17% blot 4 dage efter indramningen.

Denne bæreevnetilvækst skønnes at kunne være tilvejebragt af flere forhold:

- regenerering af gytjelagets styrke
- sandet er faldet ind til pæleskafet

- udligning af poreovertryk omkring pælefoden.

4. GRUNDLAG FOR MODEL

På grundlag af disse observationer var der begrundet tro på, at pælene 26 år efter indramningen ville have opnået en endnu større tilvækst

Opgaven gik derfor ud på at få opstillet og eftervist en deterministisk model for bæreevnetilvæksten for de enkelte pæle.

Opstillingen af bæreevne modellen blev baseret på spidsbæreevnen beregnet ved anvendelse af DDR, samt de bæreevnebidrag der formodes at være kommet siden indramningen, som følge af sammenfaldningen af jorden omkring pælene.

Modellen tog endvidere udgangspunkt i allerede kendte bæreevne modeller, som relaterede pælenes bæreevne til den eksisterende viden om de faktiske forhold, som:

- pælens udformning
- nedsynkningen af pælen i forhold til antal rammeslag
- jordarten (friktions- eller kohæsionsjord)
- effektive spændinger i jorden
- jordens styrkeparametre

For at underbygge og eftervise den opstillede model var det nødvendigt at udføre prøvebelastninger på udvalgte pæle.

Det blev valgt at udføre prøvebelastningsforsøg på 3 af de 4 pæle, som allerede i 1969 var blevet prøvebelastet. Dette valg gav mulighed for en direkte sammenligning med disse tidligere forsøg, og samtidig kunne forstyrrelser, som ramning af nye modholdspæle ville fremkalde, undgås.

5. PRØVEBELASTNING 1994

Valget af disse 3 pæle betød dog også en meget kompleks belastningsopstilling, idet pælene indgår aktivt i brokonstruktionen. Det var derfor nødvendigt at sikre såvel brodækket, som de omkringstående pæles stabilitet, og

samtidig at skaffe så meget modhold for prøvepælene som muligt.

Statiske beregninger af brodækket viste, at det maksimalt kunne accepteres en opadrettet bevægelse på 10 mm, hvilket nødvendiggjorde en meget præcis styring og kontrol af denne.

Belastningsopstillingen blev dimensioneret til 2300 kN, svarende til en forøgelse af pælenes karakteristiske bæreevne på 45 - 90% i forhold til bæreevnen i 1969.

Modholdskraften blev etableret af trækraft i modholdspælene, broens egenvægt, en tvangskraft etableret ved at påvirke brodækket med en opadrettet deformation på 10 mm, samt en ballast på broen bestående af en 300 kN blokvogn.

For at kunne sammenligne arbejdskurverne for de enkelte prøvebelastninger fra 1969 direkte med forsøgene i 1994 blev forsøgsproceduren ved de 3 pæle tilrettelagt præcis efter samme model som i 1969, for den del af forsøgene, som var sammenfaldende.

De 3 prøvebelastninger blev gennemført, men kun én af de 3 prøvepæle blev ført til brud, pæl S 26a. Ved de to øvrige pæle måtte forsøgene stoppes på grund af brud i modholdspælene.

På baggrund af de målte deformationer blev arbejdskurverne for de 3 pæle optegnet. Grundet bruddene i modholdspælene kunne to af pælenes aktuelle brudbæreevner ikke aflæses direkte, men som det ses af nedenstående tabel, kunne det konstateres, at pælene havde opnået en betydelig bæreevnetilvækst i forhold til resultaterne af 1969.

Tabel 2. Bæreevnetilvæksten fra 1969 til 1994

| Pæl nr. | Brudbæreevne 1969 | Maksimal prøvebelastning 1994 | Tilvækst 1969 - 1994 | Tilvækst 1969 - 1994 |
|---------|-------------------|-------------------------------|----------------------|----------------------|
| | [kN] | [kN] | [kN] | [%] |
| S 4b | 1400-1500 | >2000 | >500-600 | >33-43 |
| S 16c | 1200 | >1700 | >500 | >42 |
| S 26a | 1500-1600 | 2500 | 900-1000 | 56-67 |

6. BÆREEVNEMODEL

Modellen blev opbygget ud fra de geostatiske pælebæreevneformler i Dansk Ingeniørforenings norm for fundering, DS 415, afsnit 6.2., idet det blev antaget, at erfaringsformlerne for overflademodstanden for almindelige pæle også er gældende for fodpæle. De indgående koeficienter blev dog skønnet til at være lavere.

For de aktuelle pæle kan bæreevnen Q udtrykkes som:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \quad (1)$$

hvor :

Q_1 = overflademodstanden i gytjelaget

Q_2 = overflademodstanden i sandlaget på skafte delen

Q_3 = overflademodstanden i sandlaget på foddelen

Q_4 = spidsmodstanden

Følgende empiriske formler anvendes for de enkelte modstande:

$$Q_1 = m \cdot r \cdot c_u \cdot A_{m1} \quad (2)$$

hvor:

m = materialefaktor, pælens ruhed

r = gytjens regenerationsfaktor

c_u = gytjens udrænedede kohæsion

A_{m1} = pælenes overfladeareal i gytjen

$$Q_2 = q'_m \cdot N_m \cdot A_{m2} \quad (3)$$

$$Q_3 = q'_m \cdot N_m \cdot A_{m3} \quad (4)$$

hvor:

q'_m = den lodrette effektive spænding i midten af det aktuelle sandlag

N_m = en dimensionsløs bæreevnefaktor. DS 415 anbefaler for almindelige trykpæle 0,6

A_m = pælens overfladeareal i det aktuelle lag

$$Q_4 = q' \cdot A_p \quad (5)$$

hvor:

$q' =$ enheds-spidsmodstanden

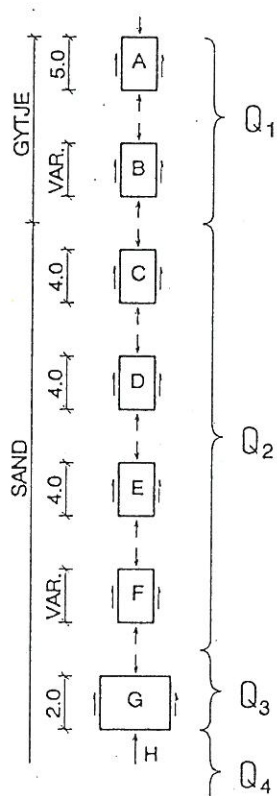
$A_p =$ pælens spidsareal

Koefficienterne i ovennævnte formler har forskellige usikkerheder tilknyttet. Pælens overflade- og spidsareal er kendte, hvorimod jordens styrke langs pælen og ved pælespids er usikre. Vægten af jorden, der indgår i formlerne (3) og (4) kan fastlægges rimeligt nøjagtigt udfra de oprindelige bundundersøgelser suppleret med den nye boring.

Usikkerheden begrænser sig derfor til:

- Formel (2): $m \cdot r \cdot c_u$
- Formel (3) og (4): N_m
- Formel (5): q'

Ved at sammenstille belastningsforsøgene fra 1969 og 1994 kan størrelsen af ovennævnte koefficienter fastlægges. Da 2 af pælene ikke blev belastet til brud, har det været nødvendigt at udvikle en bæreevne model, som på baggrund af de ufuldstændige arbejdskurver kan fastlægge pælens ultimative bæreevner.



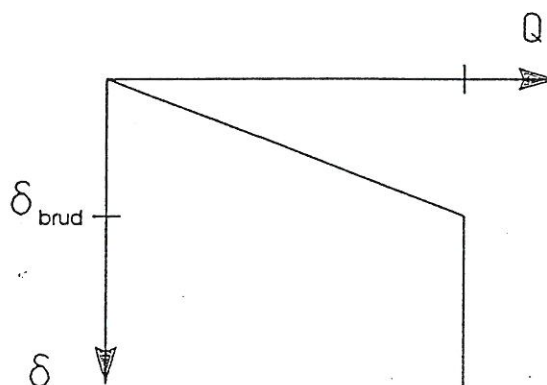
Figur 2. Bæreevne model for prøvepæle

Den udviklede model består i at opdele pælen i et antal delelementer, som vist i figur 2.

Modellen er en iterativ regnemodel med følgende variable:

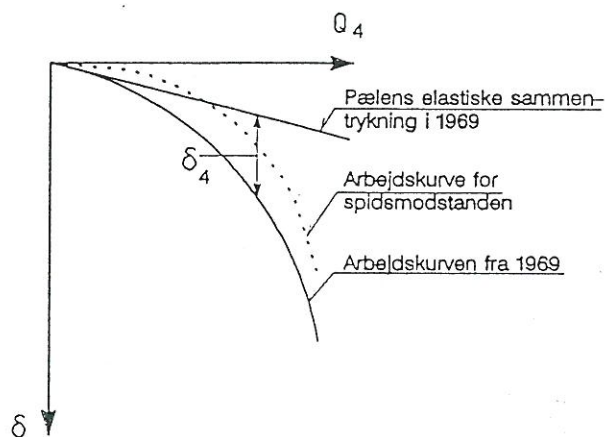
$$m \cdot r \cdot c_u, N_m, \delta_{brud}$$

Pælens maksimale overflademodstand beregnes af formlerne (2) til og med (4). Det antages, som vist i figur 3, at arbejdskurven for overflademodstand er retliniet, indtil flydning optræder ved deformationen δ_{brud} .



Figur 3. Arbejdskurve for overflademodstanden

Som arbejdskurve for spidsmodstanden Q_p benyttes den målte arbejdskurve fra 1969, idet pælene, da kun var spidsbærende, dog fratrækkes pælens egen deformation.



Figur 4. Arbejdskurve for spidsmodstanden

En teoretisk arbejdskurve for pælen kan nu bestemmes. Først skønnes passende værdier af de 3 variable.

Herefter vælges en flytning af pælens top. Denne flytning fordeles derefter på de enkelte delelementer. Normalkraftfordelingen i pælen og den tilhørende flytning kan nu beregnes. Fordelingen kontrolleres ved, at den skønnede og beregnede flytning skal være ens.

Derefter vælges en ny flytning og samme procedure som ovenfor følges. Proceduren gentages, indtil den teoretiske arbejdskurves form kan bestemmes.

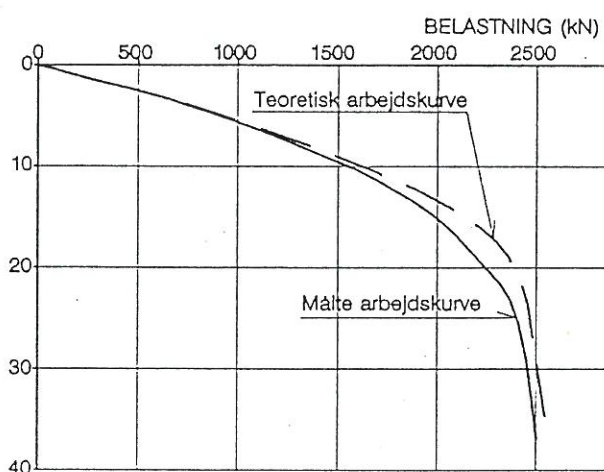
Herefter sammenlignes med den målte arbejdskurve, hvis den teoretiske kurve ikke stemmer rimeligt med den målte, må der skønnes et nyt sæt værdier af de 3 variable.

Værdier af de 3 variable, som gav den bedste overensstemmelse, fremgår af tabel 3.

Tabel 3. Beregnede værdier af de 3 variable parametre

| $m \cdot r \cdot c_u$ [kPa] | N_m | δ_{brud} [mm] |
|--------------------------------|-------|-------------------------|
| 20 | 0,45 | 5 |

Figur 5 viser både den teoretiske bestemte og den målte arbejdskurve for pæl S 26a.



Figur 5. Teoretisk og målte arbejdskurve for pæl S 26a

Ovennævnte procedure blev herefter fulgt for de 2 øvrige prøvepæle, som ikke blev ført til brud. Disse pæles brudbæreevne blev bestemt til værdier, der fremgår af tabel 4.

Tabel 4. Beregnede brudbæreevner

| Pæl S 4b [kN] | Pæl S 16c [kN] | Pæl S 26a [kN] |
|------------------|-------------------|-------------------|
| 3581 | 2425 | 2557 |

Tilvæksten i forhold til brudbæreevnen i 1969 kan beregnes til henholdsvis 139 - 156%, 102% og 60 - 70%.

Efter fastlæggelse af de "usikre" koefficienter, som indgår i bæreevne modellen, kunne brudbæreevnen for de ikke prøvebelastede pæle bestemmes.

Ved opgraderingen af disse øvrige pæles brudbæreevner blev Q_1 , Q_2 og Q_3 beregnet på grundlag af formlerne (2) - (4) med de fundne værdier for koefficienterne, samt under hensyntagen til beliggenheden af laggrænsen mellem gytje og sand og pælespidskoten.

Ved beregning af Q_4 , spidsmodstanden udnyttedes iagttagelsen fra forsøgene i 1969, hvor det blev fastslået, at pælene på det tidspunkt var spidsbærende.

Størrelsen af Q_4 sættes derfor lig med brudbæreevnen bestemt ved hjælp af Den Danske Rammeformel.

En gennemregning af 1994-brudbæreevnen for de øvrige pæle viser en bæreevnetilvækst på gennemsnitlig 44%. Den højeste bæreevnetilvækst blev beregnet til 166%.

7. KONKLUSION

På grundlag af den opstillede bæreevne model var det muligt at beregne alle pælenes aktuelle bæreevner, og på den baggrund var det forsvarligt at opgradere hele broens fundering. Der var kun 3 pæle af de i alt 263 pæle, som ikke havde tilstrækkelig brudbæreevne. Da brudbæreevnen for disse 3 pæle kun lå lidt under den krævede brudbæreevne, og da de omkringstående pæle havde tilstrækkelig "overkapacitet", blev det valgt *ikke* at udføre nogen fundamentsforstærkning for Gudenåbroen.