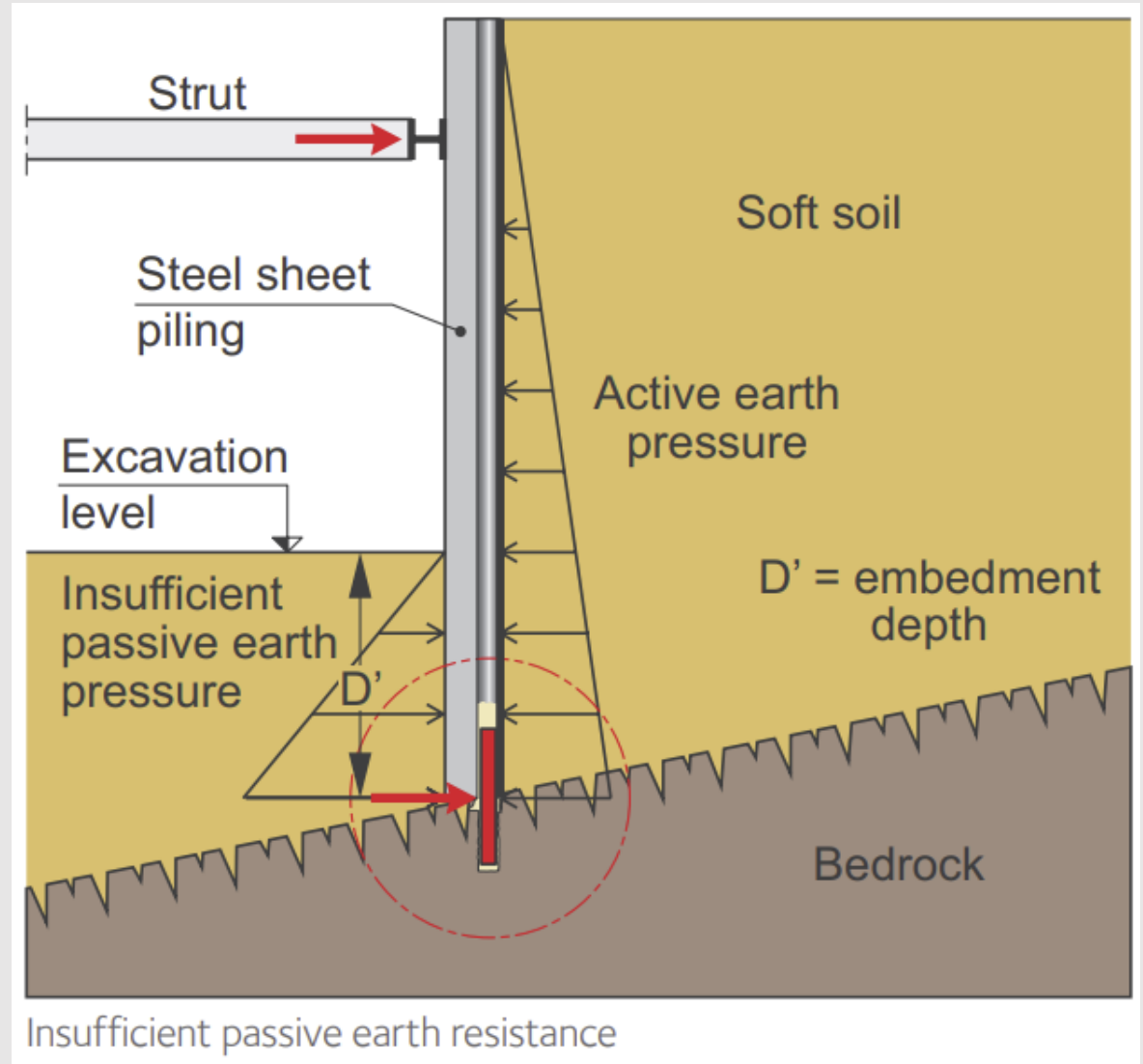


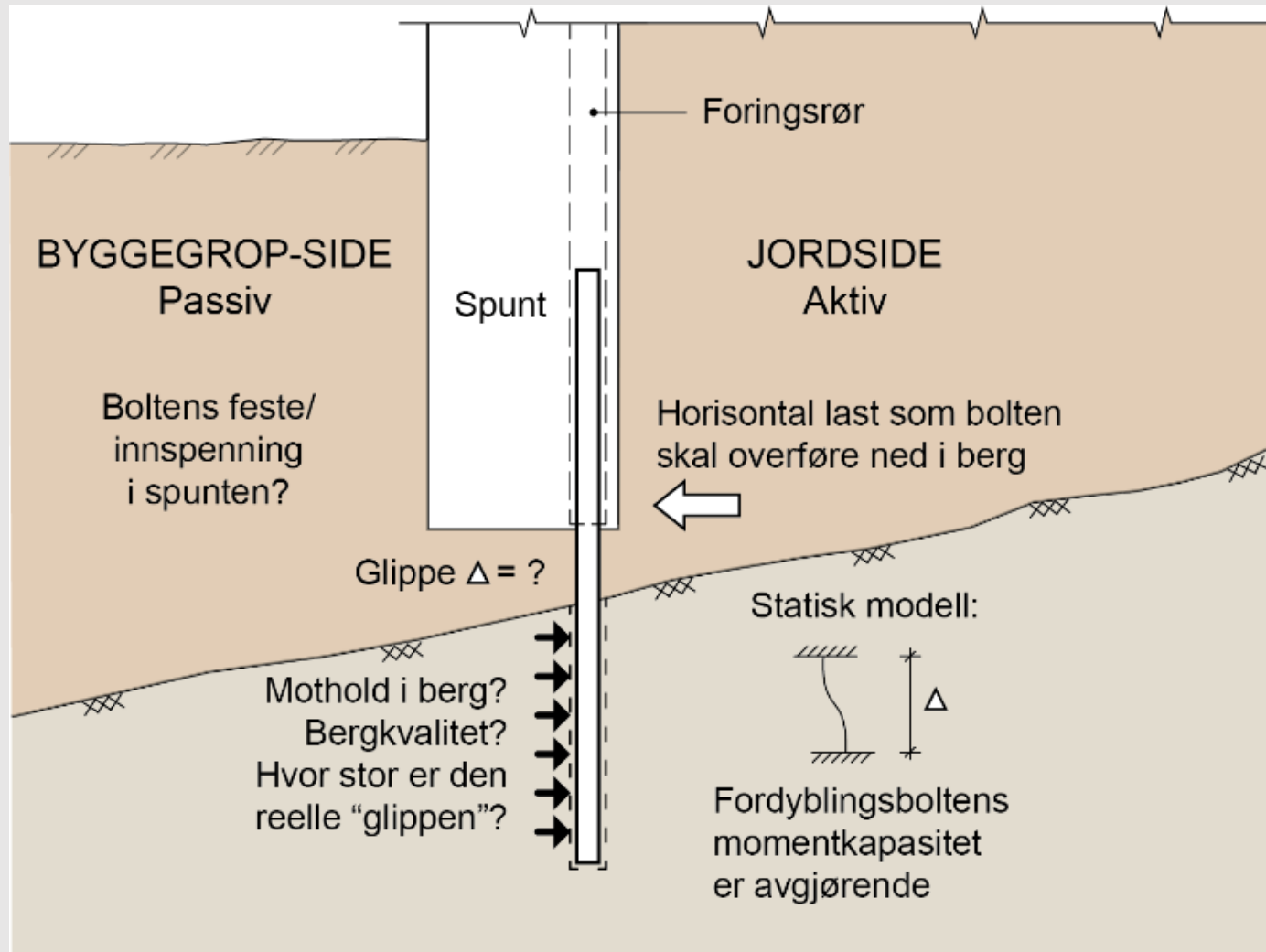
Sikring av spuntvegger mot berg med fordyblingsbolter

- **Problemstillinger**
- **Kilder og historikk**
- **Dimensjonering; metode?**
- **Utførelse, usikkerheter, toleranser**

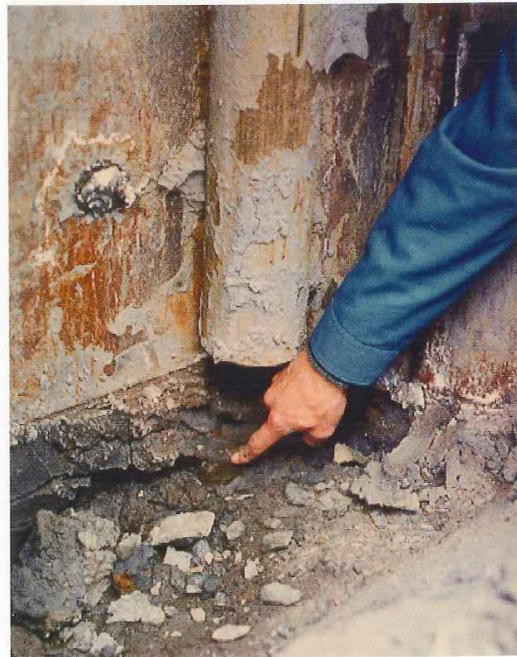
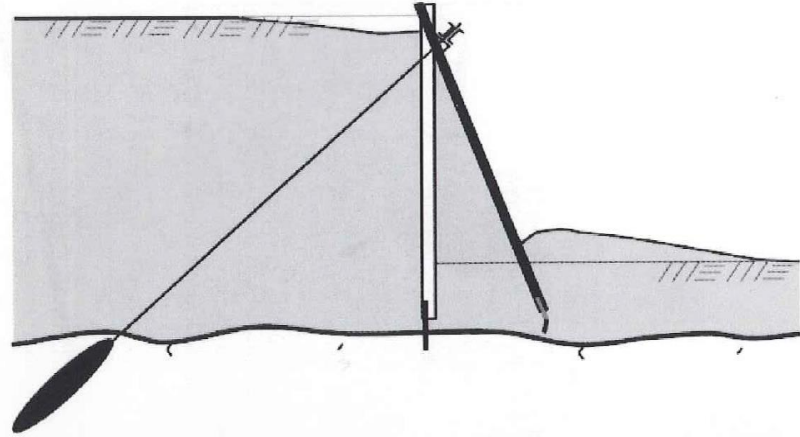
NGF Byggegrøpkomitéen
Miniseminar 19. oktober 2022
Torgeir Haugen



Problemstillinger ved spuntfot mot berg, illustrert i en prinsippskisse i Byggegropveiledningen 2019



Konsekvenser når bolter svikter



Konsekvenser når bolter svikter

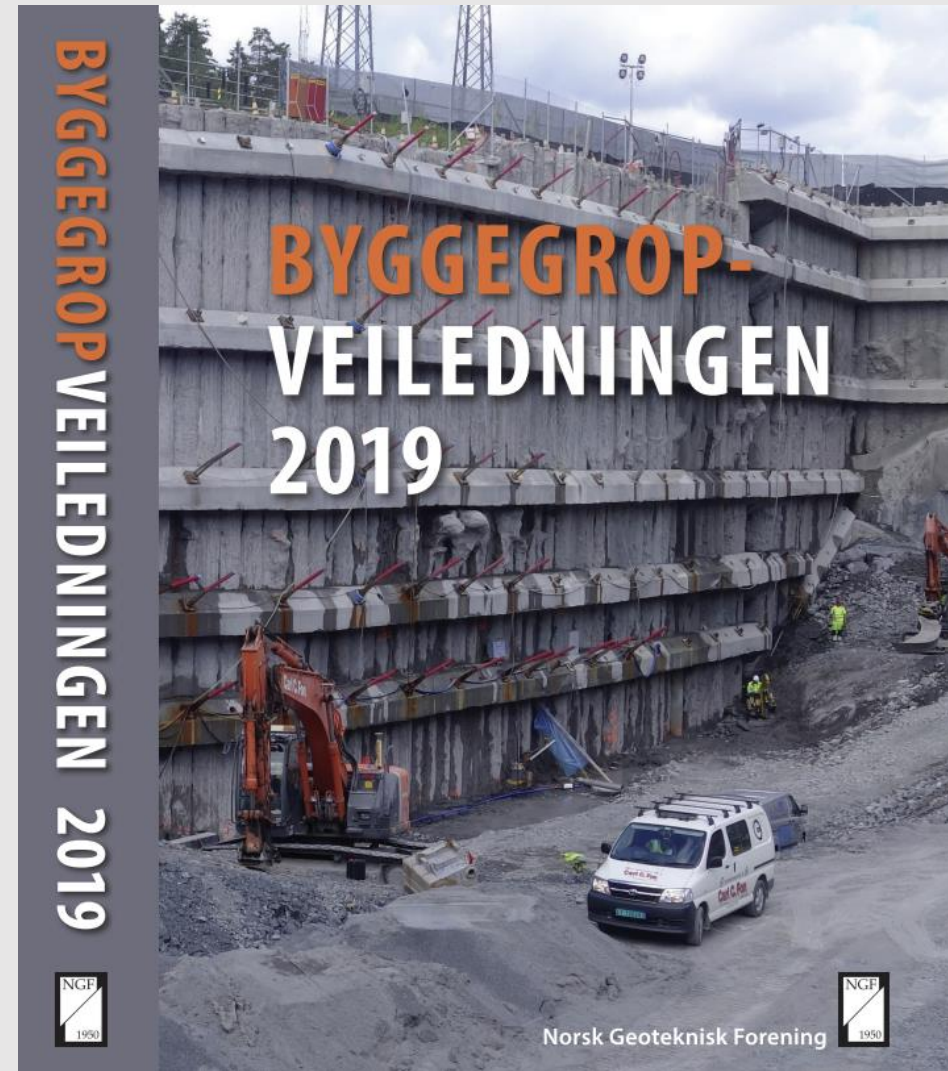


**Brudd ved spuntfot mot berg pga. svikt i fordyblingsbolter.
Meget skrått berg. Bolter satt på den siden der glippen var størst.**

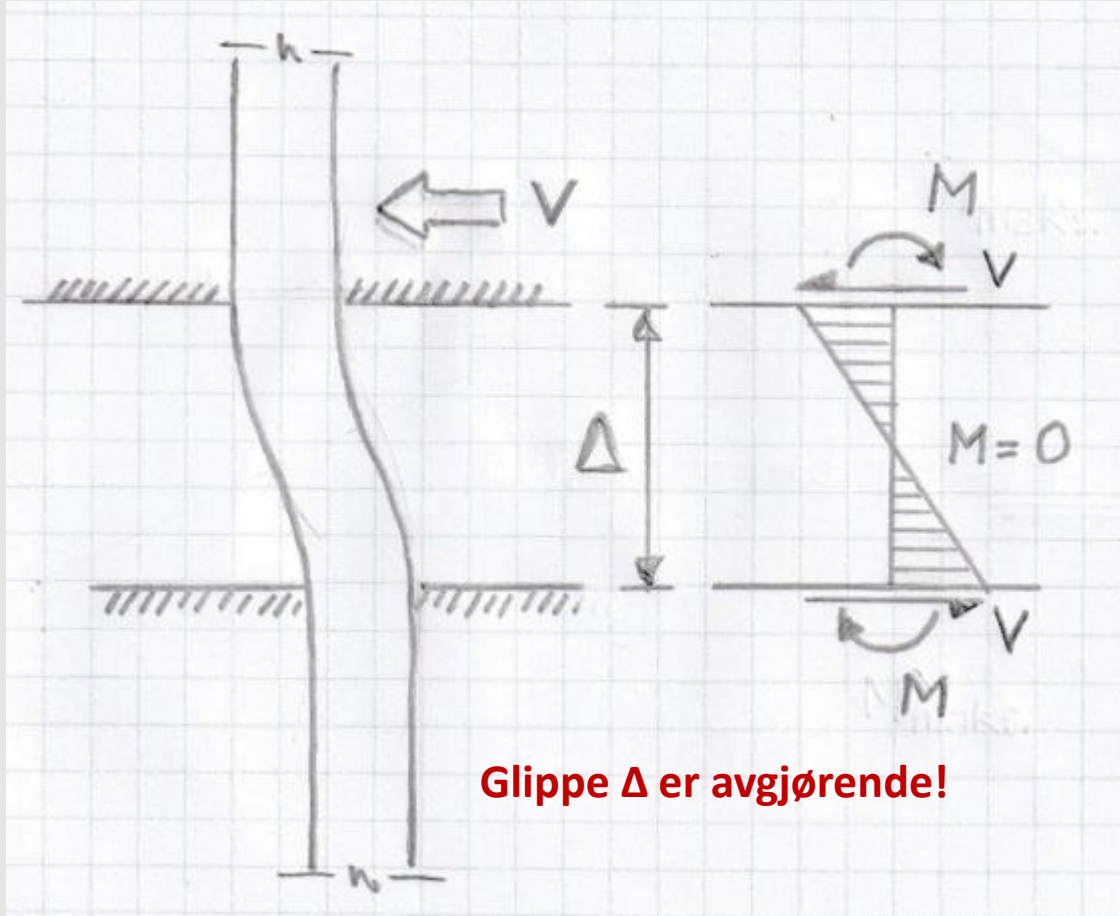
Statens vegvesen Håndbok V220
Siste revisjon Juli 2022, kap. 10.6.5



Byggegropveiledningen 2019
Kap. 6.12 (problem- og metodebeskrivelse) og
kap. 7.8 (dimensjonering)



Det enkle grunnlaget bak eksisterende dimensjoneringspraksis



- Fordyblingsbolt fullt innspent i spunt og i berg
- Glippe Δ
- Dimensjonerende skjærkraft V , som skal overføres til berg
- $V \times \Delta/2 = M$

Boltens dimensjonerende momentkapasitet er begrenset til

$$M = f_y / \gamma_{M2} \times W_{el.}$$

Boltens dimensjonerende kapasitet for overføring av skjærkraft fra spunt og ned til berg er

$$R_{bolt,d} = \frac{2 \times M}{\Delta} = \frac{2 \times W_{el.} \times f_y}{\Delta \times \gamma_{M2}}$$

Oppad begrenset til boltens dimensjonerende kapasitet for ren avskjæring



Diagram ikke justert for økning i partialfaktor?

10.6.5.2 Fotbolter - prosjekteringsprinsipper

Fotbolter dimensjoneres som regel etter momentkapasitet for boltene. Det regnes normalt med en glippe på 50 – 100 mm som dimensjonerende avstand fra underkant (UK) spunt til overkant (OK) berg. Er det dårlig berg vurderes behov for økning i antatt teoretisk glippe eller å ta høyde for usikkerhet i overflaten av berg ved å montere 2 rør pr. spuntnål for å ha en ekstra sikkerhet dersom glippen blir stor for den første boltene. Har man god oversikt over bergoverflaten vil skråskjæring av spuntnålene kunne anvendes for å gi bedre tilpassing. Det er viktig at glippen under utførelse rapporteres inn slik at prosjekteringsforutsetningene verifiseres.

Boltens dimensjonerende motstandskapasitet $R_{bolt,d}$ bestemmes ut ifra følgende formel:

$$R_{bolt,d} = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_{M2}} \quad (10-33)$$

hvor:

W = boltens motstandsmoment, eventuelt etter inntrådt korrosjonstap

f_y = stålets flytespenning

Δ = glippe mellom UK spunt berg

γ_{M2} = partialfaktor for materialfasthet (stål = 1,25 iht. Eurokode 3 – del 5 [18])

1,15 i forrige revisjon

Et dimensjoneringsdiagram, forutsatt bruk av stål med flytespenning $f_y = 355 \text{ N/mm}$ er vist i Figur 10-30. Ved bruk av høyfast stål vurderes også innfestingen av boltene til spuntene.

Behov for dimensjonering for bortfall av fotbolt vurderes i hvert enkelt tilfelle og sees i sammenheng med sannsynlig bruddutvikling og konsekvens. Elementer av betydning er stabiliserende bidrag fra passivt jordtrykk, materialegenskaper, innmeisling og stabiliserende bidrag fra spuntfot samt konsekvens ved et eventuelt brudd.

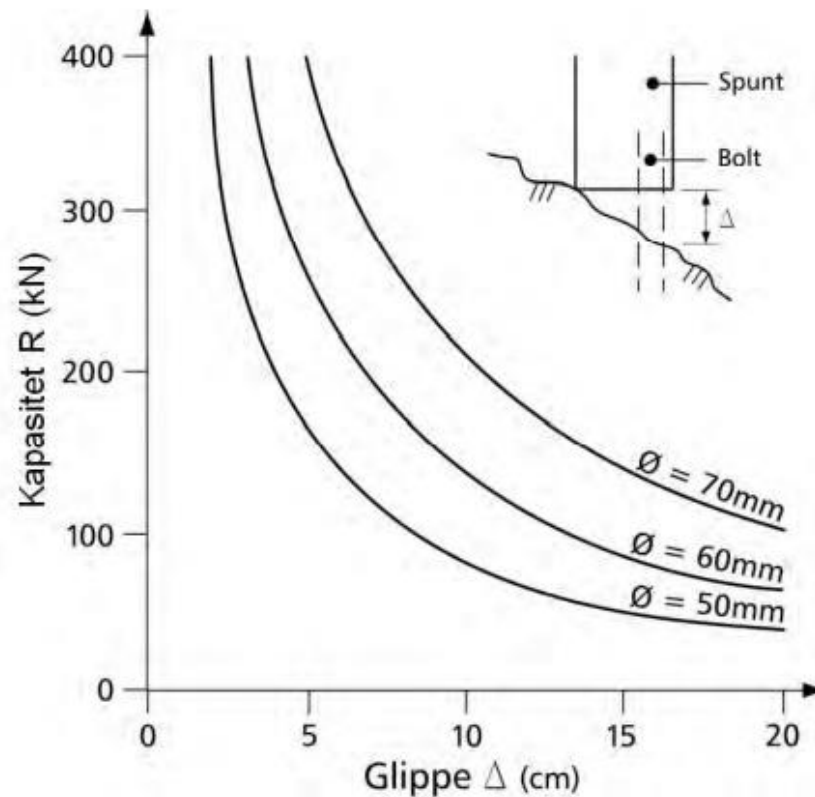


Diagram ikke justert for økning i partialfaktor?

Figur 10-30 Dimensjonering av fotbolter (etter T. Haugen [5]) **Kommentar!**

Boltene gyses fast i berg. Er boltene permanent sikring, vurderes bestandighet i den permanente situasjonen. Gysing av boltene regnes ikke som tilstrekkelig korrosjonsbeskyttelse for boltene. Kapasiteten beregnes for permanent fase i bruddgrensetilstand med anslått korrosjonstap.



Dimensjonerende kapasitet bestemmes ut fra formel (7.8.1):

$$R_{bolt,d} = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_{M2}} \quad (7.8.1)$$

der:

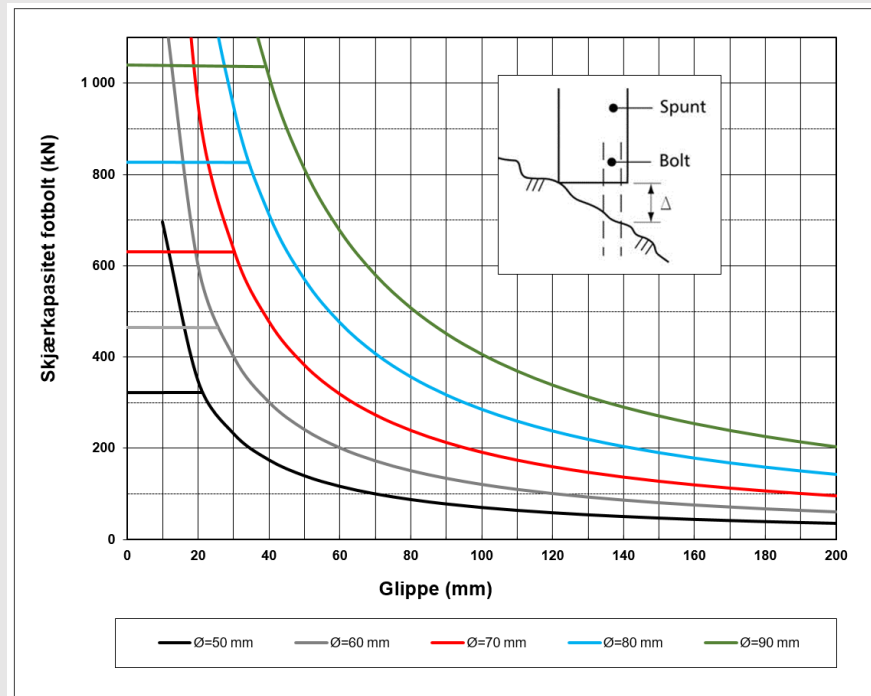
W = boltens motstandsmoment

f_y = stålets flytespenning

Δ = glippen ved berg

γ_{M2} = materialfaktor for stål (1,25 iht. Eurokode 3, Del 5, pkt. 7.1)

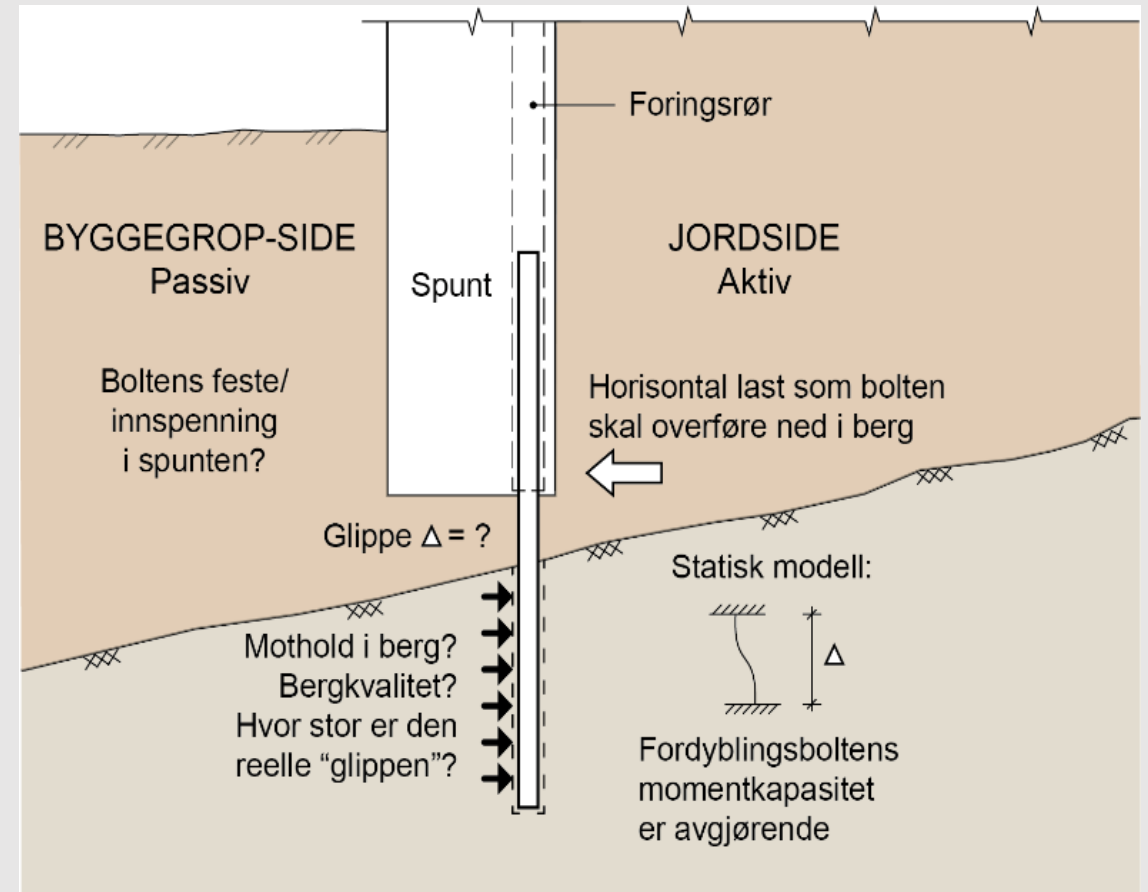
Et dimensjoneringsdiagram basert på angitte formel er vist i Figur 7.8.3. Det er basert på stål med flytespenning $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$.



Byggegrøpveiledningen 2019

Viktige poenger påpekt i Kap. 6.12 (problem- og metodebeskrivelse):

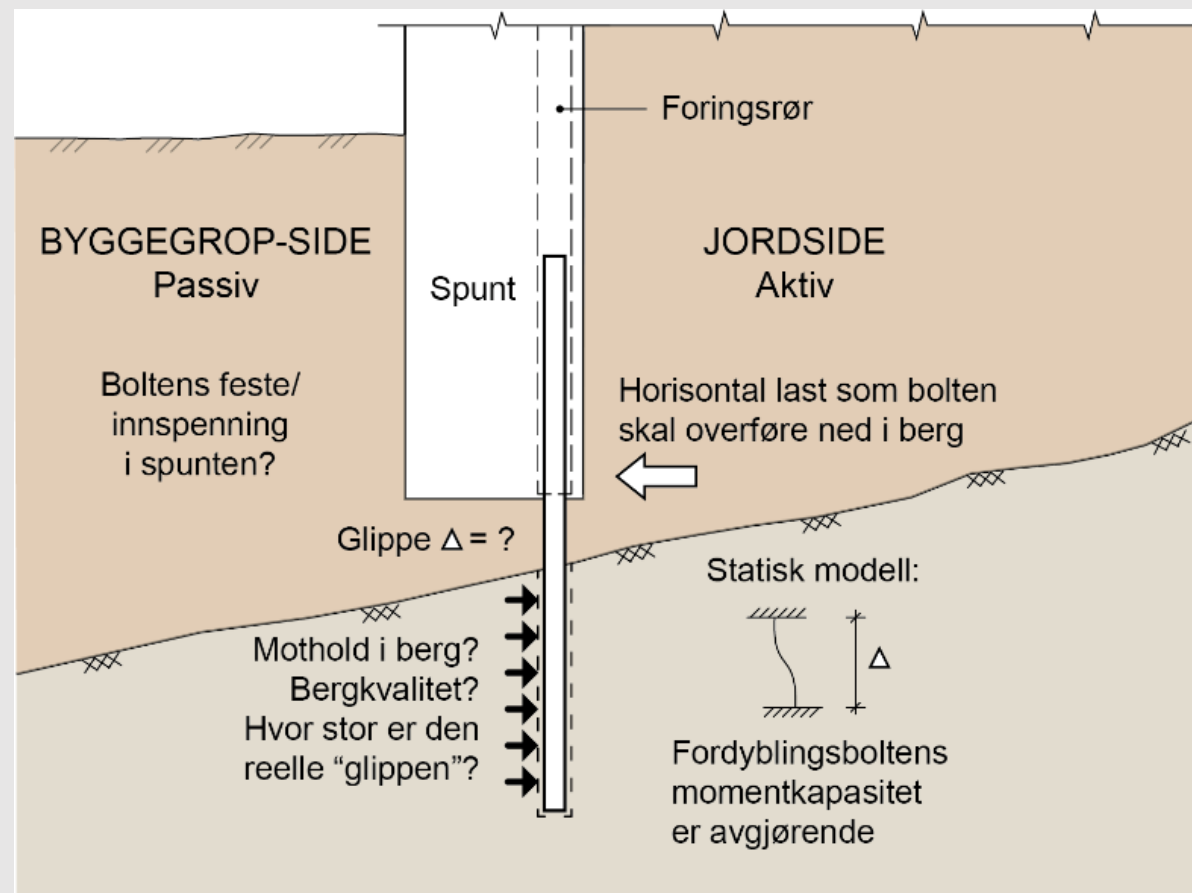
- Viktig med god kontakt mellom prosjekterende og utførende
- Oppfølging og dokumentasjon av spuntarbeidene.
- Avsluttende ramming mot berg? Eller stopp i morenemasser?
- Virkelige bergnivåer i forhold til forventede?
- Innsamlede data må visualiseres. Spuntoppriss.
- Usikkerhet knyttet til måling av glippe?
- Bergkvalitet?
- Ta høyde for usikkerheter ved å montere ekstra foringsrør på spunten.
- Eventuelt justere boltedimensjoner, stålqualiteter og bolteavstand avhengig av bergforholdene.



Byggegrópveiledningen 2019

Kap. 7.8 (dimensjonering):

- Dagens dimensjoneringspraksis er basert på retningslinjer som ble utarbeidet på 1970-tallet.
- Beregningsprinsippene beholdt i Byggegrópveiledningen 2019, men vi påpeker nødvendigheten av grundige vurderinger. Se figur.
- Være forsiktig med å velge glippe mindre enn 10 cm.
- Vurdere innspenningsforholdene, i berg og i foringsrøret festet på spunten.
- Innspenningen i berg er avhengig av bergkvaliteten. Mørtelen vil i beste fall virke positivt, men vanskelig å vurdere tallmessig.



**Sahlstrøm, P. O. og Stille, H. (1977):
Informationsblad från Statens råd för byggnads-
forskning, Sverige: Förankrade sponter**

**Karlsruud, K. (1978): NIF, Fagernes, 1978.
Spuntkonstruksjoner i praksis: Forankring og sikring av
spunt til fjell.**



- Anerkjent praksis i Norge.
- Svært få dokumenterte tilfeller der svikt i fordyblingsbolter har hatt alvorlige konsekvenser. Robust metode?
- Metoden har likevel svakheter. Behov for forbedringer.
- Referansene ovenfor gir noen forutsetninger som vi kanskje har glemt?

Sahlstrøm, P. O. og Stille, H. (1977)

Viktige forutsetninger:

- Fordyblingsbolter bare egnet når vi har granitt, gneis eller tilsvarende.
- Ikke sette bolter i løst/oppsprukket berg.
- **Må ha tilstrekkelig med bergsonderinger. Maks. 5 m avstand mellom boringer. Bergnivåer og bergkvalitet må sjekkes.**
- Stålet må være seigt og tåle store deformasjoner uten å gå til brudd.
- Berg eller hard morene?
- Detaljerte oppriss-tegninger av spuntvegg.

Store praktiske og dimensjoneringsmessige konsekvenser dersom bergnivåer er for dårlig kartlagt

Karlsruud, K. (1978)

Viktige forutsetninger:

- Spunten har god kontakt med berg. Innmeislingskriterier?
- Sonderinger til berg ikke bare i lengderetning av spuntveggen, men også i tverretningen.
- Foringsrør på den siden der forventet glippe er minst.
- Skråskjæring av spuntnåler?
- Diameter borehull i berg minst 3 mm større enn diameter bolt.
- Begrense mørtelmengde slik at bolten ikke overfylles.
- Smøre øvre del av bolten med fett dersom spunten skal trekkes.
- Friksjonskapasitet ved spuntfot påpekes. Tas vanligvis ikke med i beregningene.
- Bolt festet på spunt, og meislet ned i berg. Nevnt, men aktuelt bare dersom små skjærkrefter.

Oppfølging og kontroll er viktig!



Initiativ fra geotekniker Albert Ølnes, i forbindelse med Structor's kontrollarbeider på Bane NOR – prosjektet IC SMS, Juni 2022.

Utgangspunktet er den vanlige anvendte beregningsformelen, men spørsmål er om det er gjort tilstrekkelige vurderinger knyttet til bestemmelsen av den beregningsmessige korrekte glippe Δ_{eff} , dvs. om vurderingene av effektiv glippe angitt i både V220 og BV2019 er gjort.

Sammenhengen mellom Δ i skissen i V220 og beregningsformelen er misvisende.

Under prosessen videre ble også andre forhold vurdert:

- Elastisk eller plastisk motstandsmoment, W
- Materialfaktor for stål? Hva sier Eurokoden?

Boltens motstandskapasitet R bestemmes ut ifra følgende formel:

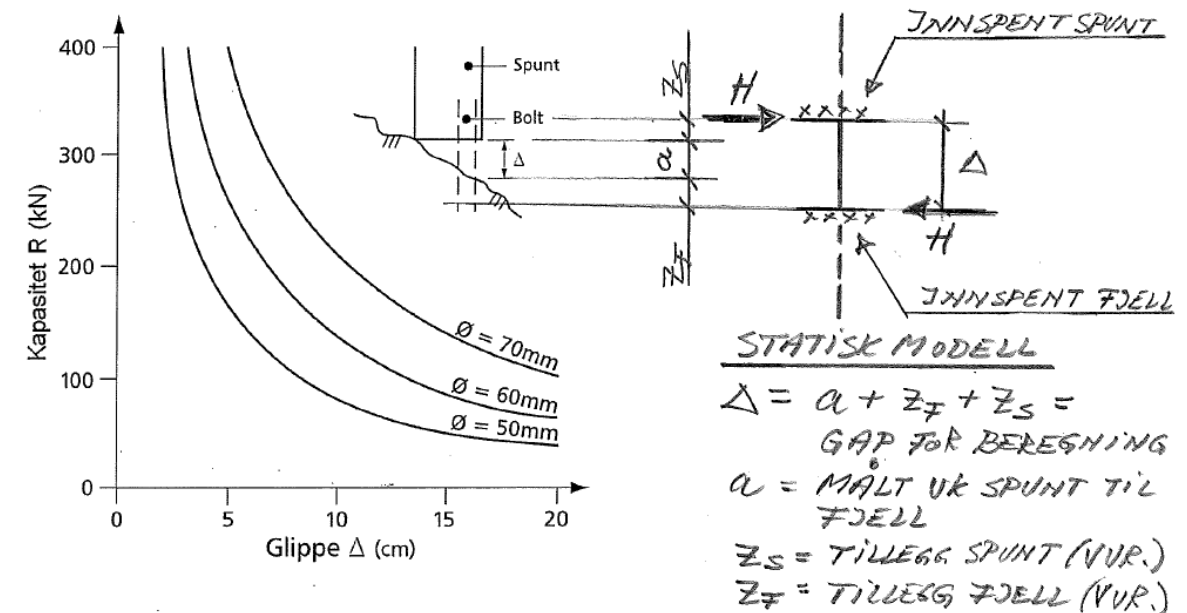
$$R = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_M}$$

Kap. 10.5.4.1
HORIZONTAL KAPASITET
FOTBOLTER

der:

- W = boltens motstandsmoment
- f_y = stålets flytespenning
- Δ = glippe ved berg
- γ_M = partialfaktor for materialfasthet i stål

Et dimensjoneringsdiagram, forutsatt bruk av stål med flytespenning $f_y = 355 \text{ N/mm}$ er vist på Figur 10. 30.



Figur 10. 30 Dimensjonering av fotbolter (etter T. Haugen, 1998, Ref. 12).

AOP Juni 22

Konklusjoner, kontroll av fordyblingsbolter, Bane NOR IC SMS, høsten 2022:

- Beregningsformel beholdes
- Plastisk motstandsmoment benyttes
- a = målt avstand fra underkant spunt til berg
- Effektiv glippe $\Delta = a + z_s + z_f$, dvs. vi tar høyde for at fordyblingsbolten ikke er 100% innspent ved underkant spunt og ved berg.
- Skjønnsmessige vurderinger: $z_s = 50$ mm og $z_f = 70$ mm, dvs. et tillegg på 120 mm
- Materialfaktor for stål $\gamma_{M2} = 1,25$ iht. Eurokode 3, Del 5, pkt. 7.1

Boltens motstandskapasitet R bestemmes ut ifra følgende formel:

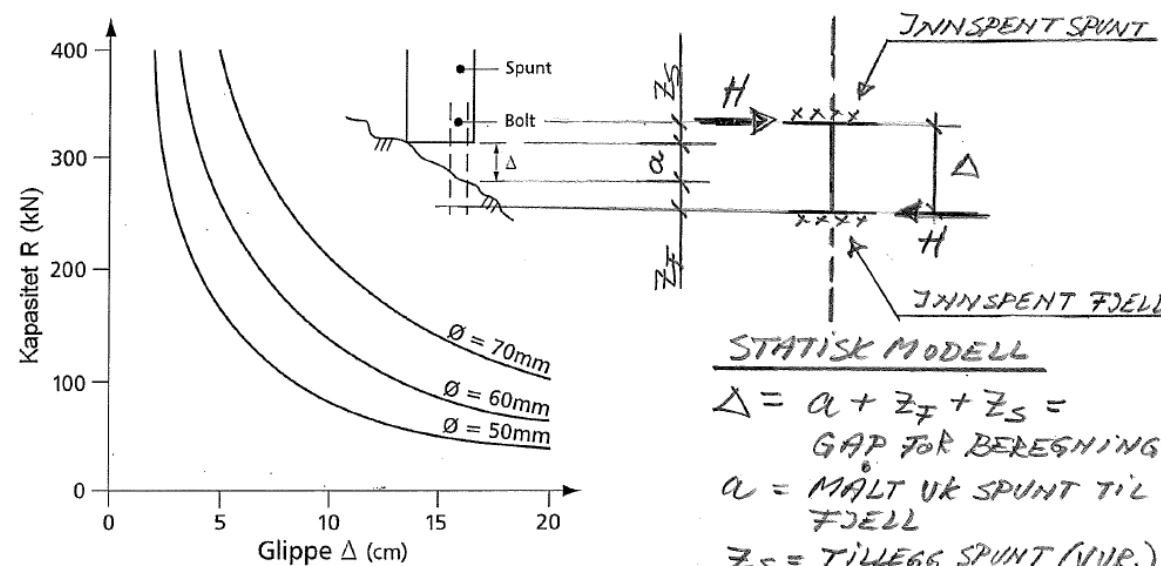
$$R = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_M}$$

Kap. 10.5.4.1
HORIZONTAL KAPASITET
FOTBOLTER

der:

W = boltens motstandsmoment
 f_y = stålets flytespenning
 Δ = glippe ved berg
 γ_M = partialfaktor for materialfasthet i stål

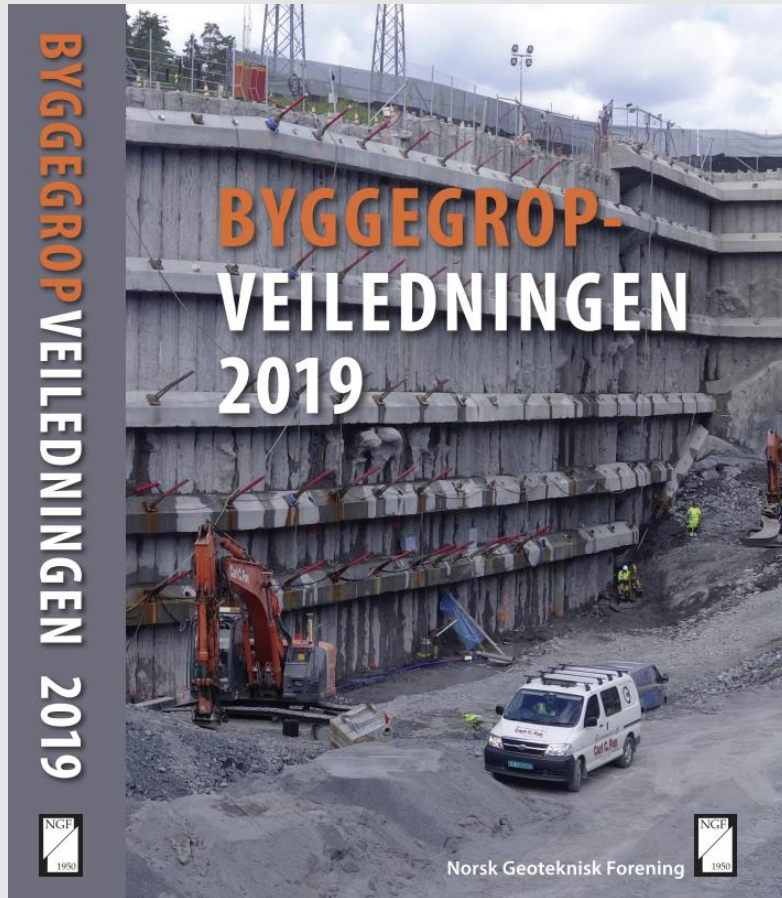
Et dimensjoneringsdiagram, forutsatt bruk av stål med flytespenning $f_y = 355$ N/mm er vist på Figur 10. 30.



Figur 10. 30 Dimensjonering av fotbolter (etter T. Haugen, 1998, Ref. 12).

APJ Juni 22

Byggegropveiledningen 2019



Historien kunne ha stoppet her, og en revisjon/forbedring av dagens dimensjoneringspraksis kunne vært basert på følgende:

- Beholde det enkle grunnlaget, men gi bedre anvisninger for bestemmelse av glippen Δ ?
- Dvs. tallmessige anvisninger for hvordan ta hensyn til reelle innspenningsforhold opp i spunt og ned i berg.
- Elastisk eller plastisk motstandsmoment?
- Materialfaktor for stål? Hva sier Eurokoden?
- Er det noen praktiske tiltak vi kan innføre/anbefale, som reduserer usikkerheten knyttet til glippen Δ ?

Eller er det dags for en annen type revisjon/forbedring av retningslinjene for dimensjonering av fordyblingsbolter?

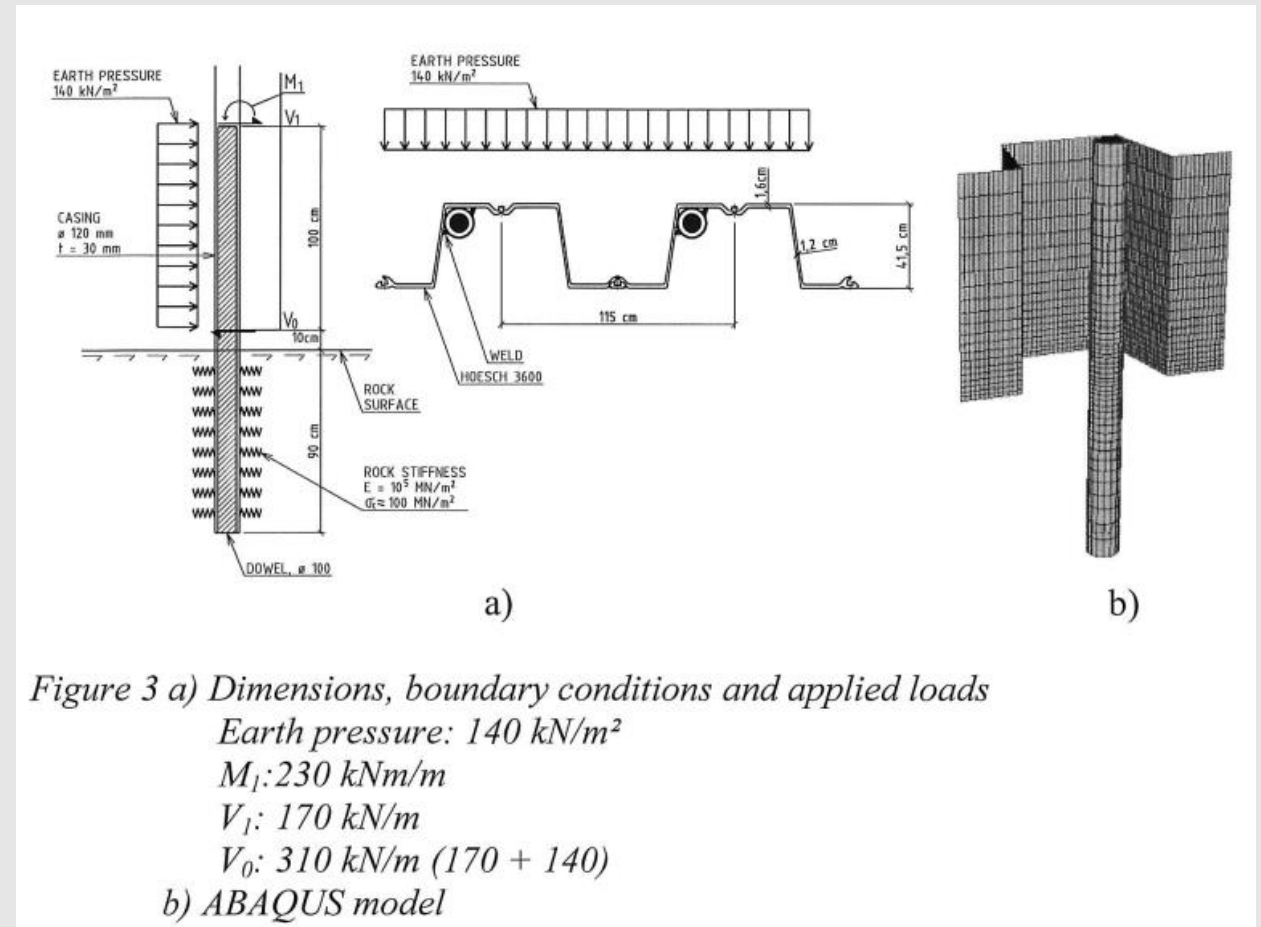
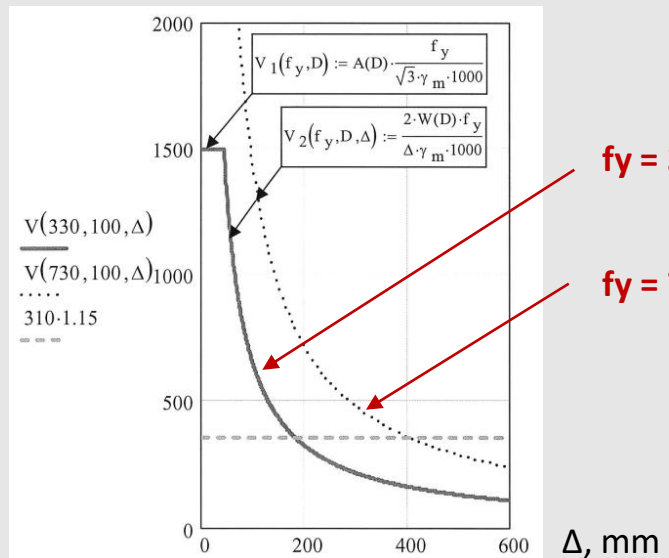
Status, og veien videre

- Arbeidet med Byggegrupveiledningen 2019 pågikk 2017-2018. Kurs i november 2018, da høringsutgave forelå.
- Ingen innkomne kommentarer eller innvendinger til kap. 6.12 og 7.8
- Vi fant ingen grunn til å fravike etablert praksis, men prøvde å forklare betydningen av å gjøre grundige vurderinger av viktige forutsetninger i beregningene, spesielt Δ_{eff} .
- Initiativet fra Albert Ølnes startet en prosess internt i Bane NOR, og i samarbeid med Ølnes ble det etablert et revidert grunnlag for kontroll.
- Initiativet ble også videreført til Statens vegvesen, men for sent i forhold til Håndbok V220, revisjon Juli 2022.
- Resultatet av den interne prosessen i Bane NOR av verdi i forbindelse med en eventuell revisjon av Byggegrupveiledningen 2019 og V220.
- Underveis i prosessen har vi «gravd fram» 3 viktige referanser: **NGI (2004), NGI (2008) og ArcelorMittal 2018.**

NGI (2004):

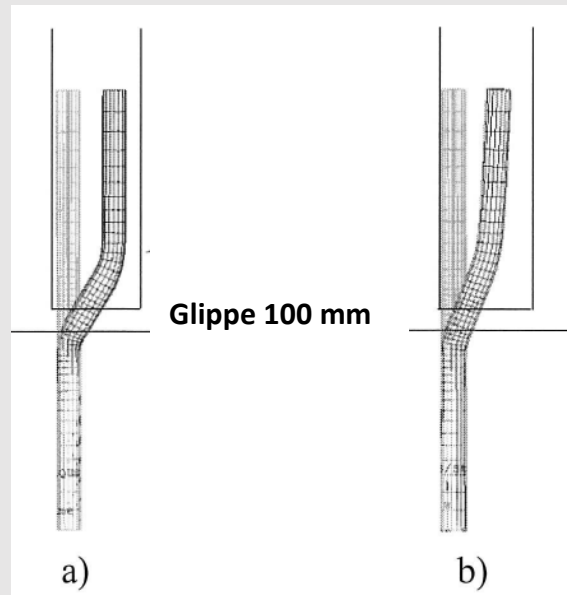
Karlsruh, K., V. Gjelsvik and M.M. Loo (2004)
 Design of toe support for sheet pile walls driven to bedrock
 XIV Nordig Geotechnical Meeting NGM 2004
 pp. E-47 – E-54

Det presenteres resultater fra FEM/ABAQUS-beregninger der samvirket mellom spuntvegg og fordyblingsbolt er modellert. Berget ble gitt antatt relevante stivhetsegenskaper, modellert ved fjærer. Utgangspunktet er det samme gamle:



NGI (2004):

- NGIs arbeid i 2004 hadde sitt opphav i prosjektet Götatunneln L2 ved Lilla Bommen i Göteborg, der det ble framsatt krav om en bedre dokumentasjon av de beskrevne design-prinsipper. ABAQUS-beregninger ble utført, basert på en reell situasjon om last.
- Erkjennelse av at innspenningsforhold opp mot spunt og ned mot berg må vurderes.
- Bolter med $f_y = 330$ MPa og $f_y = 730$ MPa ble benyttet i beregningene.
- En viktig observasjon:



$f_y = 330$ MPa

$f_y = 730$ MPa

- Avstand fra underkant spunt til berg er 100 mm
- Deformasjonsutviklingen ved økende påført last viser at den teoretiske glippen ikke gir et riktig bilde av innspenningsforutsetningene. Dette som et resultat av fleksibilitet og gradvis flytning i enden av spuntnålen.
- Økt stålqualität for å øke kapasiteten medfører økt konsentrert belastning på spuntten. Det gir igjen større tøyninger og en svekket innspenning, og vi mister noe av virkningen av høyere stålqualität

NGI (2004). Viktige konklusjoner:

- Dagen prosjekteringsregler er utilstrekkelige.
- Stivheter og styrker i alle deler av «systemet» (spunt, fordyblingsbolter, berg) må tas i betraktning.
- Reviderte prosjekteringsregler bør akseptere lokal flytning i både spunt og fordyblingsbolt.
- Det bør legges mer vekt på å vurdere effekten av spuntens kontakt med berg, og i hvor stor grad dette kan inkluderes i prosjekteringsreglene.
- Boltens kapasitet må harmoneres med spuntveggenes kapasitet. Det hjelper ikke med kraftigere bolt dersom festet i spunt ryker.
- For å få ut mer av boltens kapasitet kan det være aktuelt å forsterke spunt nederst ved å sveise på stålplater.

A finite element study by Karlsrud et al. (2004) revealed that this design rule can overestimate the shear force capacity of the rock bolt connections by up to a factor of 1.7. They also concluded that the dimensions and the steel grade of the sheet pile are important governing parameters, and that these parameters are not taken into account in the current design rule. These considerations gave rise to introduce the present research project.

 **NGI (2008)**

NGI (2008):

- [1] Design of toe support for sheet pile walls. Analysis and testing of sheet pile – rock bolt interaction. NGI report 20041456-1. May 2008.
- [2] A new verification method for toe support of sheet pile walls driven to bedrock. Kort, A, Karlsrud, K, Nordic Geotechnical Meeting, Sandefjord, Norway, Sept. 2008. Proceedings, 2008, pp 300-307.

NGI-rapport.

Lab.testar og beregninger.

Presentasjon på NGF-kurs og NGM 2008.

«A new verification method»?

Referansene 1 og 2 er fra ArcelorMittal, 2018

This research project is carried out by NGI and is sponsored by:

- ArcelorMittal
- Norwegian Pile Contractors Association
- Norwegian Public Roads Administration

The aim of this report is to present a new semi-empirical verification method for design of toe supports of steel sheet pile walls equipped with steel rock bolts.



Project

Project: Design of toe support for sheet pile walls
Report No.: 20041456-1
Report title: Analysis and Testing of Sheet Pile - Rock Bolt Interaction
Date: 5 May 2008

Client

Client: NGI
Client's contact person: Knut H. Andersen
Contract reference: Project Proposal d.d. 5 May 2005

For NGI

Project manager: Kjell Karlsrud
Report prepared by: Arjen Kort

Main office:
PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo
Norway

Trondheim office:
PO Box 1230 Presentert
NO-7462 Trondheim
Norway

T (+47) 22 02 30 00
F (+47) 22 23 04 48

IBAN NO26 5096 0501 281
Company No.
958 254 318 MVA

ngi@ngi.no
www.ngi.no

**NGF-kurs, 2008: Spunt og avstivede byggegroper,
«Sikring av spuntfot», Tor Georg Jensen**

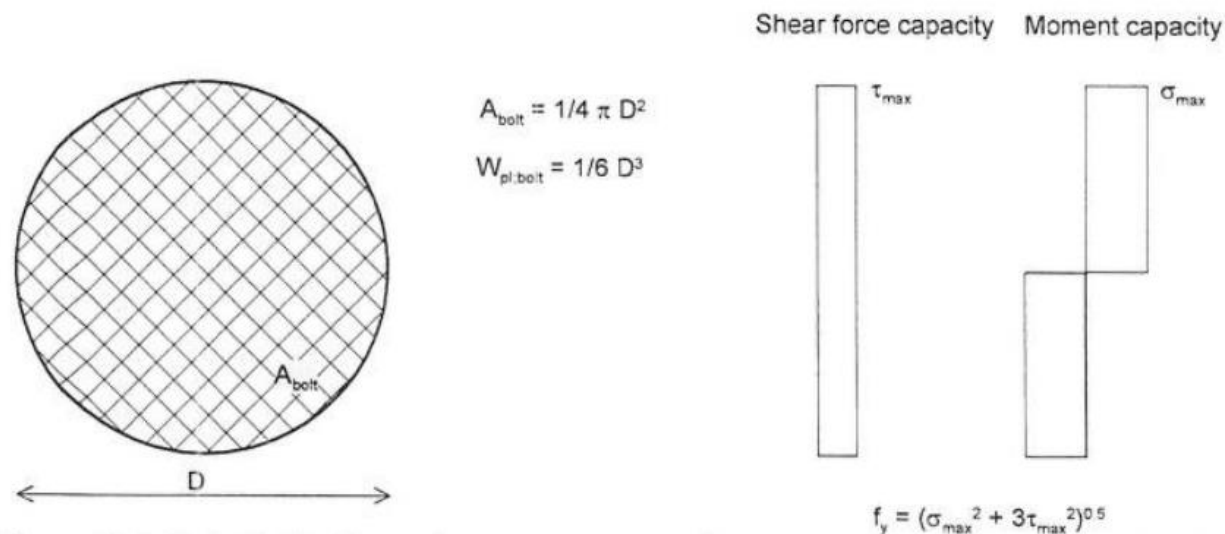
**Årene går, og
«gamlemetoden» består**

Et viktig forbedringspunkt i arbeidet med å revidere grunnlaget er å akseptere plastisk spenningstilstand i bolten:

3.2.2 Full plastisk løsning for boltens kapasitet

NGI (2008)

I NGI (2008) angis at for tilfeller med glippe større enn ca. 100 mm kan det tillates å legge til grunn boltens fulle plastiske kapasitet for opptak av skjærkraft fra spuntfot. Kapasitet ved full plastisk løsning er gitt som den kraft som bringer hele tverrsnittet av bolten til flytning. Skjærspenning og bøyepening fordeles over hele tverrsnittet inntil full flytning nås; se figur 3.2.2.A.



Figur 3.2.2.A Full plastisk moment- og skjærspenningskapasitet i bolt

En eventuell aksial last i bolten er ikke medtatt. Aksial last ikke ønskelig. Det vil redusere kapasiteten

Konklusjon fra IC SMS – prosjektet: Det benyttes partialfaktor 1,25 ved kontroll av boltenes kapasitet. Ref. uttalelse fra Geir Svanø, Bane NOR, Utbygging-Underbygning-Geoteknikk og fundamentering, 24.08.22:

Hei,

Vi har gått grundigare gjennom dette og ser det slik at partialfaktoren skal vere 1,25, fordi:

(1) Fotbolten er ein forankring eller "forbindelse" mellom berg og spuntnål, og vi har då frå NS-EN 1993-5 "Peler og spunt" og det nasjonale tillegget at vi må bruke ein partialfaktor $\gamma_{M2} = 1,25$

7 Forankringer, puter, avstivninger og forbindelser

7.1 Generelt

(1)P Lastvirkningene i forankringer, puter, avstivninger og forbindelser skal bestemmes ut fra konstruksjonsanalysen, der det tas hensyn til samvirke mellom grunn og konstruksjon.

(2) Der det er nødvendig, bør det tas hensyn til lastvirkninger som f.eks. er forårsaket av temperaturendringer eller spesielle laster, se 2.5.2 (4).

(3) Egnede forenklete analysemetoder kan benyttes der påvirkninger påført de enkelte konstruksjonsdelene tar hensyn til virkemåten til de enkelte delene.

(4) For partialfaktor γ_{M2} og $\gamma_{M3,ser}$ som skal anvendes på forbindelser, se NS-EN 1993-1-8.

MERKNAD Partialfaktorene γ_{Mb} og $\gamma_{M3,ser}$ kan defineres i det nasjonale tillegget. Anbefalte verdier er $\gamma_{M2} = 1,25$ og $\gamma_{M3,ser} = 1,10$.

(1,25 iht. Eurokode 3, Del 5, pkt. 7.1)

Partialfaktor 1,25 samsvarer med siste versjon av V220 og BV2019

NGI (2008)

Videre nevnes det at vi kan få brudd i spunt og brudd i berg, men det gis ingen spesielle retningslinjer for hvordan dette bør håndteres i beregninger. Boltens karakteristiske kapasitet angis med følgende formel:

$$V_{R;toe} = \frac{1}{3} \cdot f_{y;bolt} \cdot D_{bolt}^3 \cdot \sqrt{\frac{1}{\Delta^2 + \frac{16}{3} \cdot \frac{D_{bolt}^2}{\pi^2}}}$$

hvor $V_{R;toe}$ = kapasitet av spuntfotsikring
 D_{bolt} = fordyblingsboltens diameter
 $f_{y;bolt}$ = boltens flytespenning
 Δ = glippe mellom spunt og fjell

Glippe $\Delta = 0$ gir

$$V_{R;toe} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times \frac{f_{y;bolt}}{\sqrt{3}}$$

som er boltens karakteristiske kapasitet på ren avskjæring

PS: Formelgrunnlag; ref. NGI-rapport 20041456-1

Glippe-størrelsen er en sentral parameter. Den omtales som regel som avstanden mellom underkant spunt og berg, men effektiv glippe er noe annet og avhenger av innspenningsforholdene i spunt og berg.

3.5.2 Hensyn ved prosjektering og utførelse

Ved prosjektering av spuntfotsikring bør det generelt tas hensyn til følgende:

- Effektiv glippe
- Geometri og styrke både av fordyblingsbolt (for store glipper) og av spunt (for små glipper)
- Boltens innspenning i spunt og fjell ←
- Boltens plassering med hensyn til spuntprofilets tverrsnittsgeometri
- Innspenningsforhold i spuntlåsen nærmest fordyblingsbolten
- Aksialkrefter i spunten fra f.eks. forankringsstag

Hvilken verdi som skal antas for effektiv glippe ved prosjektering er gjenstand for vurdering og avhenger av hvilke krav som settes til ramming av spunt ned til fjell. Med tanke på målenøyaktighet bør ikke glippen antas å være mindre enn 5 – 10 cm.

Fastgysing av fordyblingsbolt i fjell bør vies spesiell oppmerksomhet for å sikre at det oppnås en best mulig innspenning av bolten i fjell. Dersom god innspenning ikke kan garanteres bør det antas noe større verdi for effektiv glippe.

Ja, og hva så
.....?

Eksempel:

Flytespenning $f_y = 355$ MPa i stålet

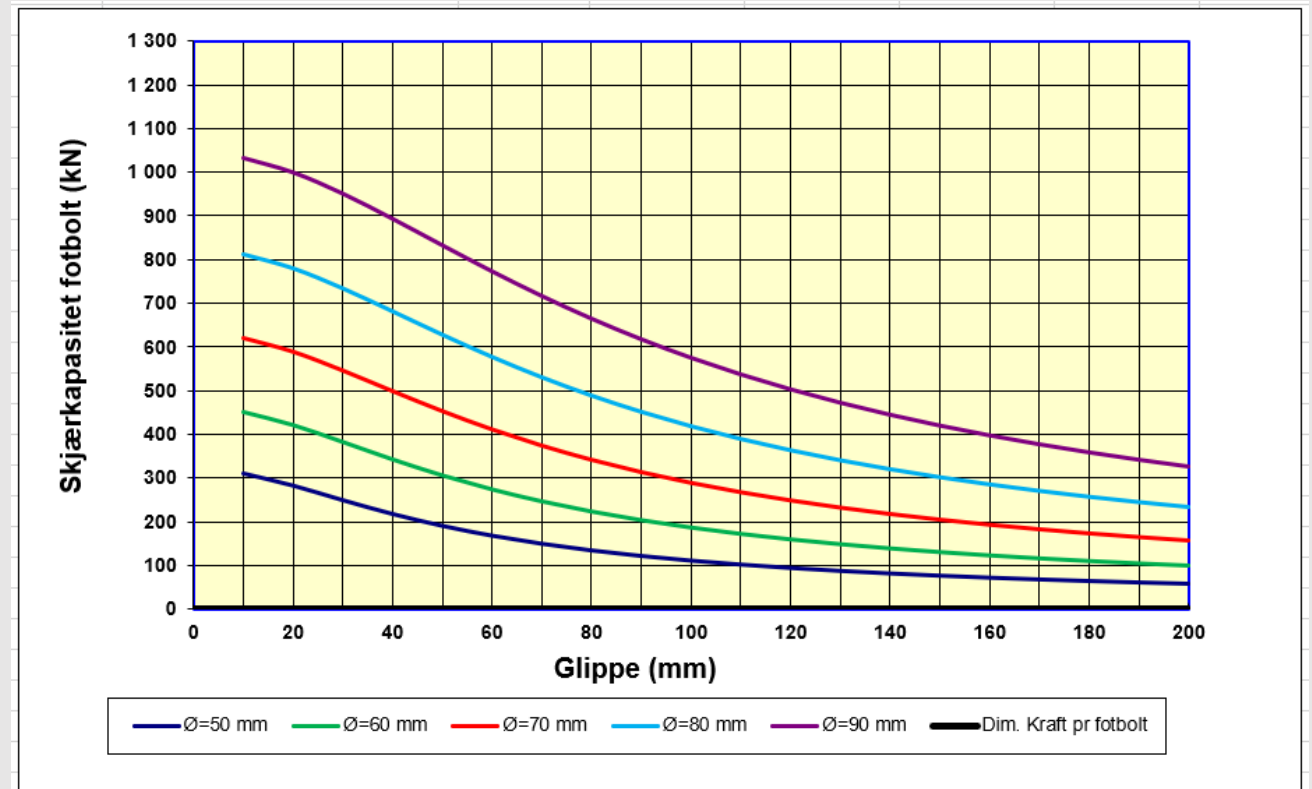
Materialfaktor $\gamma_{M2} = 1,25$

NGI (2008)

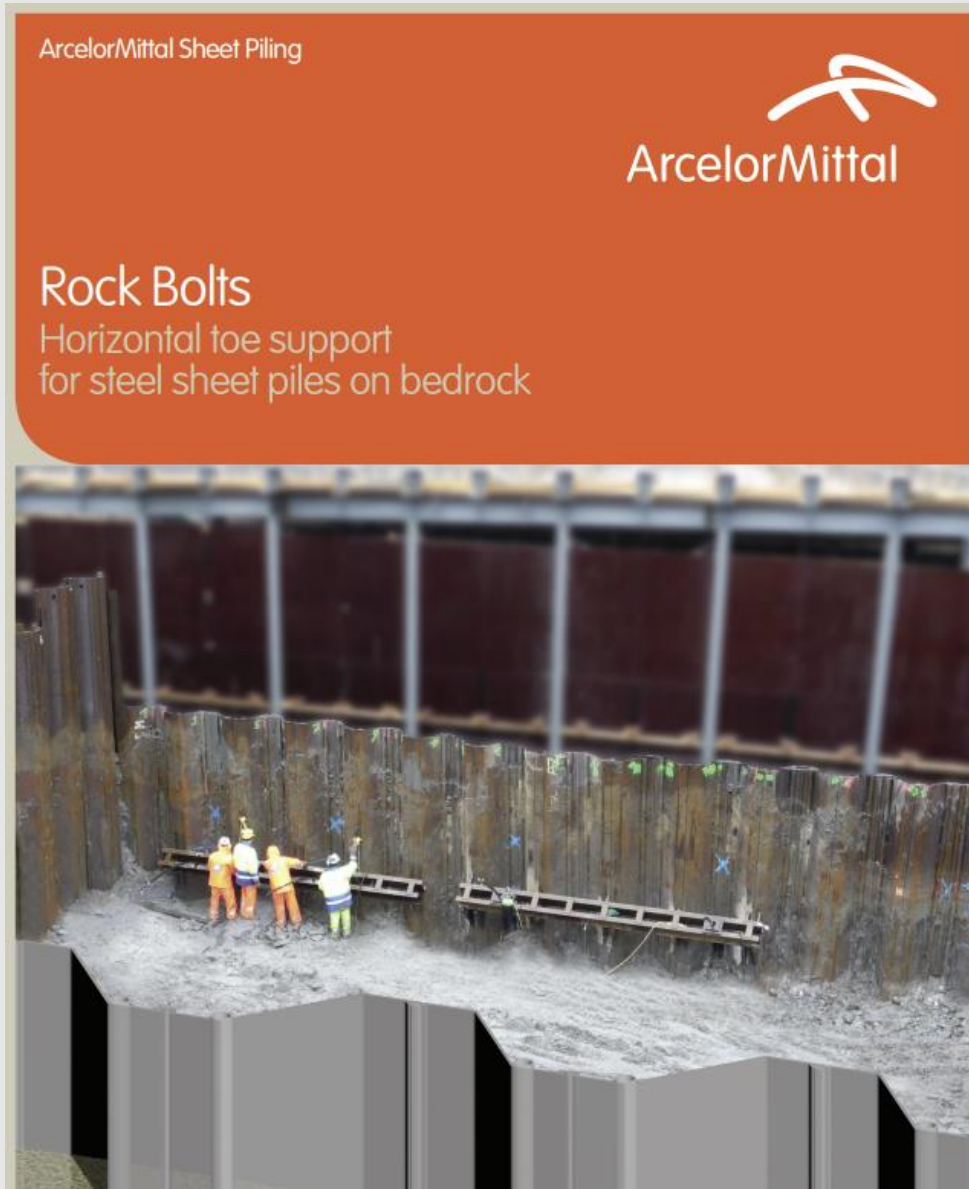
Beregning, fullt plastisk

$$V_{R;toe} = \frac{1}{3} \cdot f_{y;bolt} \cdot D_{bolt}^3 \cdot \sqrt{\frac{1}{\Delta^2 + \frac{16}{3} \cdot \frac{D_{bolt}^2}{\pi^2}}}$$

hvor $V_{R;toe}$ = kapasitet av spuntfotsikring
 D_{bolt} = fordyblingsboltens diameter
 $f_{y;bolt}$ = boltens flytespenning
 Δ = glippe mellom spunt og fjell



ArcelorMittal (2018):



NGI- forskningsprosjektet fra 2007-2008 er basis for en ArcelorMittal-rapport fra 2018. Mange av bildene i rapporten er fra norske prosjekter.

Det er snakk om utvikling av en ny «safe-sided design approach»:

The knowledge gained from this research program allowed developing a safe-sided design approach and design verifications based on the framework of existing standards including EN 1993.

The present brochure is based on this safe-sided design approach. Due to the assumptions made in the proposed formulas, which have been confirmed by laboratory tests and FE simulations, the results are only valid for ArcelorMittal's AZ steel sheet pile range.

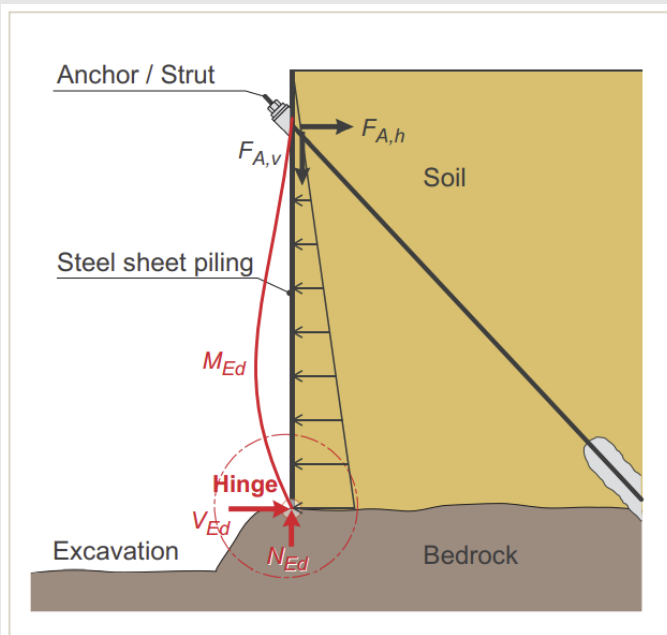


Fig. 6. Rock bolt: design assumptions

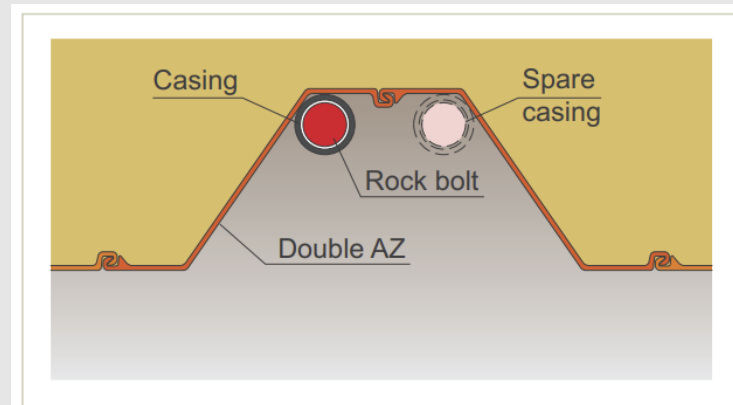


Fig.7. Rock bolt: spare casing in case of unfavourable soil conditions

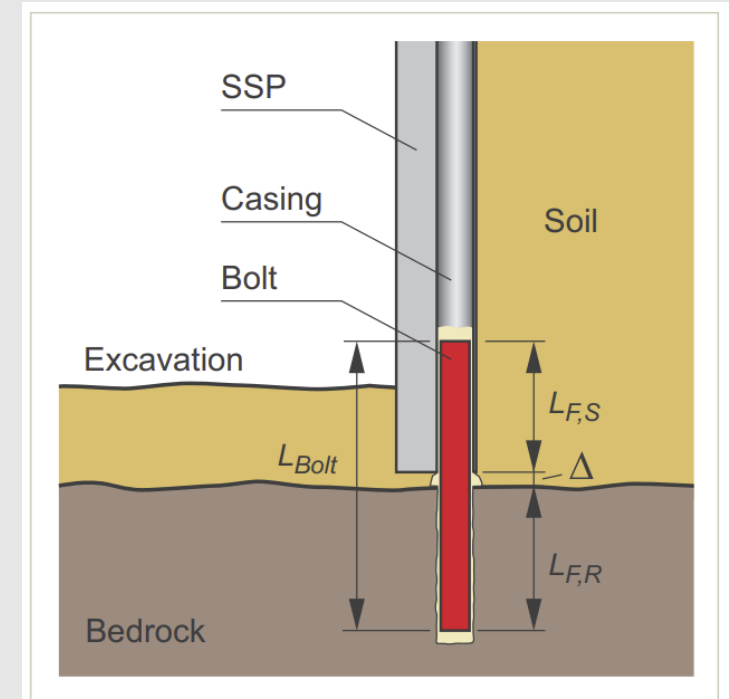


Fig. 8. Rock bolts: definition of the parameters & variables

$V_{Rd, Toe}$ is the minimum value of two resistances

- rock bolt $V_{Rd, Bolt}$
- local load introduction in the sheet piling $V_{Rd, SSP}$

with

- V_{Ed} design support reaction per double AZ sheet pile
- $V_{Rd, Toe}$ design resistance of the toe support
- $V_{Rd, Bolt}$ design rock bolt capacity per rock bolt
- $V_{Rd, SSP}$ design shear capacity per double AZ pile

So that

$$V_{Rd, Toe} = \min (V_{Rd, Bolt}, V_{Rd, SSP})$$

V_{Ed} er dimensjonerende horisontale last som skal tas opp ved spuntfoten

$V_{Rd;Toe}$ er dimensjonerende kapasitet. Bolten eller spunten bestemmende. Begge kontrolleres.

Fotboltens kapasitet, avhengig av glippe-størrelsen

The rock bolt capacity is given by

$$V_{Rd, Bolt} = r_{Rd, Bolt} \cdot \frac{V_{Pl, Bolt}}{\gamma_{M2}}$$

En ren avskjæring av bolten.

with

$$r_{Rd, Bolt} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.85 \cdot \left(\frac{\Delta}{D}\right)^2}}$$

Fig.10 bruker betegnelsen «effective gap», men viser «gap Δ » lik avstanden fra underkant spunt til berg. Hva menes da med «effective gap»?

and

$$V_{Pl, Bolt} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{f_{y, Bolt}}{\sqrt{3}}$$

Den teoretiske bakgrunnen for faktoren $r_{Rd; Bolt}$ er vanskelig å spore

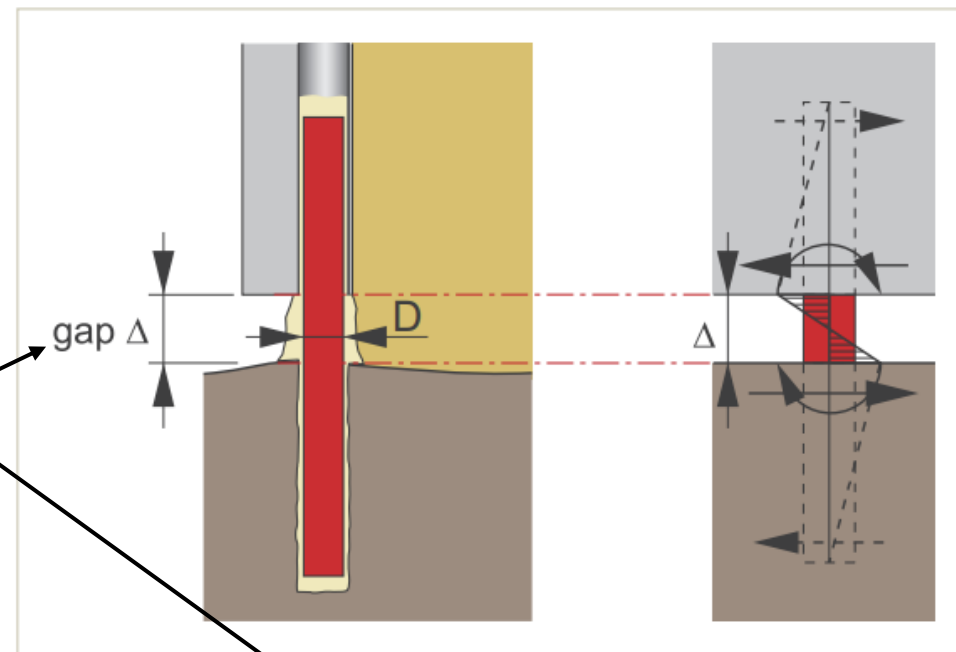


Fig. 10. Rock bolts: effective gap

where

- $r_{Rd, Bolt}$ dimensionless factor to account for gap Δ
- Δ gap distance between sheet pile toe and bedrock
- D rock bolt diameter

- $V_{Pl, Bolt}$ plastic shear resistance of bolt
- $f_{y, Bolt}$ yield strength of rock bolt

The Eurocode suggests to use $\gamma_{M2} = 1.25$ as a partial safety factor, but this value may vary by country!

Note that the given capacity takes into account the M/V interaction in the bolt.

Considering the effect of the gap on the rock bolt capacity, a cautious evaluation of the gap Δ should be made based on

accurate depth monitoring during job site investigation and during installation time: gap between the sheet pile toe and the bedrock level in relation to the position of the rock bolt and the slope of the bedrock.

The coefficient $r_{Rd, Bolt}$ can be calculated or obtained from Table 1 or Figure 11.

$\frac{\Delta}{D}$	$r_{Rd, Bolt}$
0.0	1.000
0.1	0.991
0.2	0.965
0.5	0.827
1.0	0.592
1.5	0.440
2.0	0.345
2.5	0.282
3.0	0.238
3.5	0.206
4.0	0.181
4.5	0.161
5.0	0.145

Table 1. Coefficient $r_{Rd, Bolt}$ function of the ratio (gap / diameter of bolt)

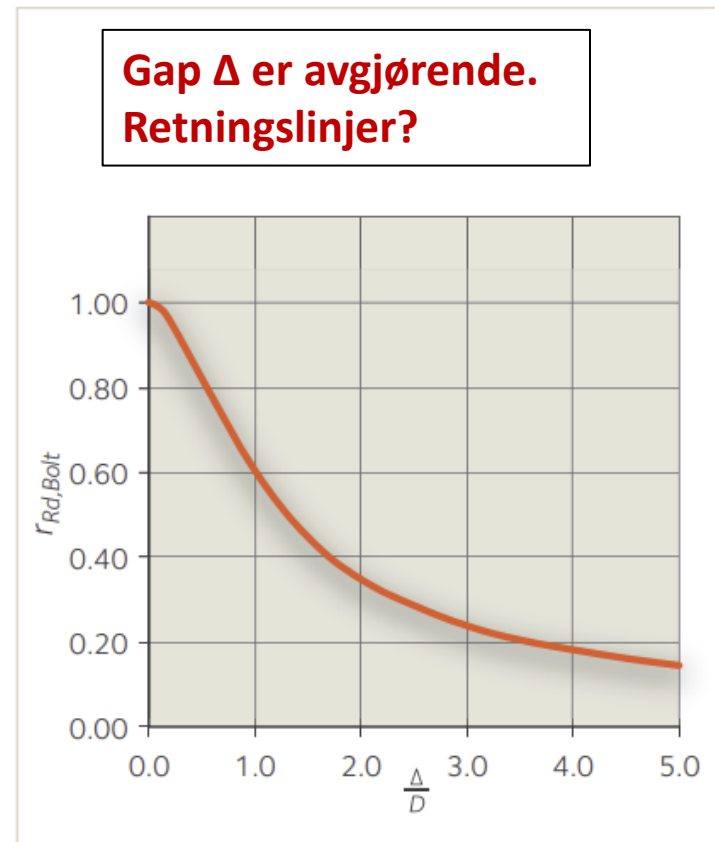


Fig. 11. Coefficient $r_{Rd, Bolt}$ function of the ratio (gap / diameter of bolt)

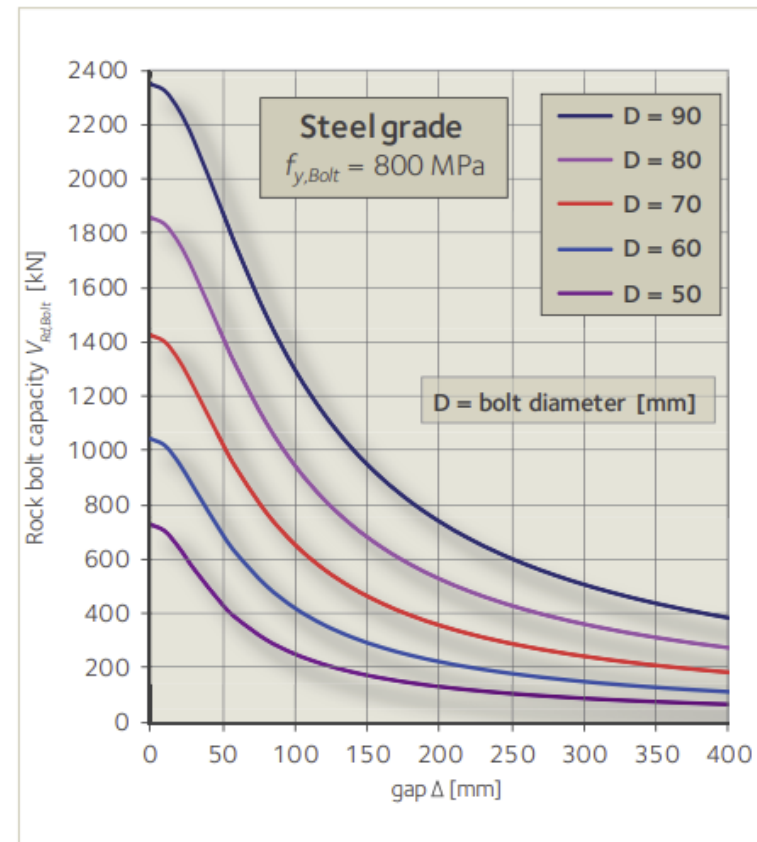
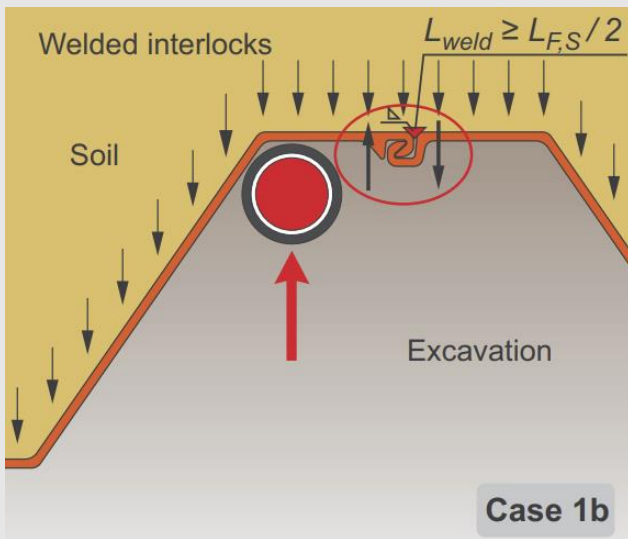
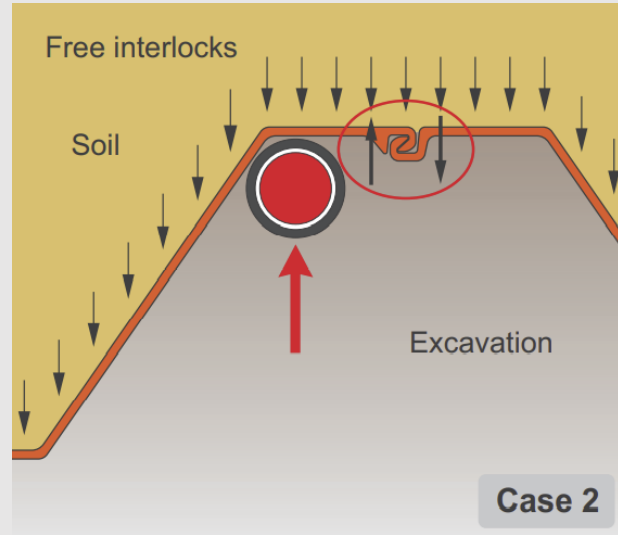
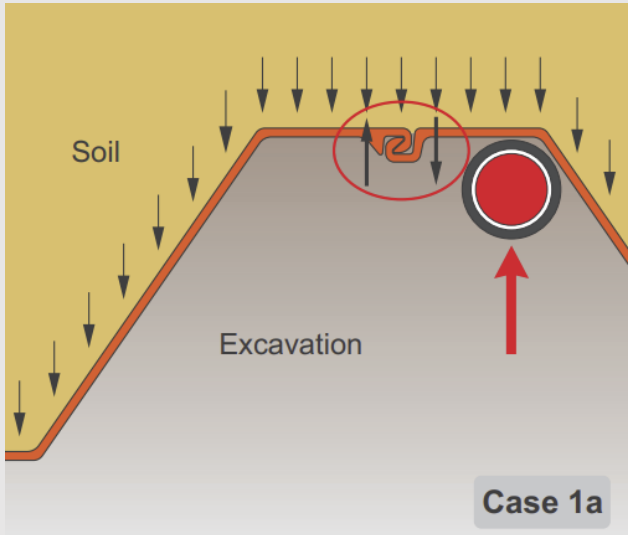


Fig. 12. Rock bolt capacity $V_{Rd, Bolt}$ function of the gap for $f_{y, Bolt} = 800$ MPa and $\gamma_{M2} = 1.25$



Spuntens kapasitet; overføring av horizontal last fra spuntveggen til boltene

The design shear capacity of the sheet pile wall is the resistance of an AZ sheet pile against local load introduction via rock bolts, and is given per double AZ pile by

$$V_{Rd, SSP} = V_{Rk, SSP} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

with

$V_{Rk, SSP}$ characteristic resistance of the AZ-section (per double pile)

γ_{M0} partial safety factor according to Eurocodes

NB: $\gamma_{M0} = 1,0$ dvs. flytning tillates

$V_{Rk,SSP}$ er karakteristisk motstand, for Case 1 og 2, dvs. avhengig av boltens plassering i forhold til låsen. Stålkvalitet S 355 GP

Section	$V_{Rk,SSP,355}$ [kN]		Section	$V_{Rk,SSP,355}$ [kN]	
	Case 1	Case 2		Case 1	Case 2
AZ 18-800	595	590	AZ 24-700	1020	760
AZ 20-800	740	590	AZ 26-700	1120	760
AZ 22-800	900	590	AZ 28-700	1210	760
AZ 23-800	855	770	AZ 36-700N	1110	820
AZ 25-800	950	770	AZ 38-700N	1210	820
AZ 27-800	1045	770	AZ 40-700N	1310	820
AZ 28-750	1020	795	AZ 42-700N	1380	820
AZ 30-750	1120	795	AZ 44-700N	1480	820
AZ 32-750	1220	795	AZ 46-700N	1575	820
AZ 12-770	585	510	AZ 48-700	1480	820
AZ 13-770	620	510	AZ 50-700	1575	820
AZ 14-770	655	510	AZ 52-700	1675	820
AZ 14-770-10/10	685	510	AZ 17 ¹⁾	600	585
AZ 12-700	530	530	AZ 18	720	585
AZ 13-700	595	530	AZ 18-10/10	760	585
AZ 13-700-10/10	625	530	AZ 19 ¹⁾	795	585
AZ 14-700	655	530	AZ 25 ¹⁾	950	770
AZ 17-700	635	570	AZ 26	1035	770
AZ 18-700	715	570	AZ 28 ¹⁾	1120	770
AZ 19-700	795	570	AZ 46	1330	830
AZ 20-700	885	570	AZ 48	1425	830
			AZ 50	1520	830

¹⁾ Section available only upon request

Table 3. $V_{Rk,SSP,355}$ for AZ sections in S 355 GP, $L_{rS} \geq 1.0$ m, diameter of bolts ≤ 125 mm

Eksempel; beregning av fotboltens dimensjonerende kapasitet:

Boltdiameter $D = 90$ mm. Målt glippe $\Delta = 100$ mm fra underkant spunt til berg

Flytespenning $f_y = 355$ MPa i stålet

1. V220, med $\gamma_{M2} = 1,15$
(forrige revisjon 2018)

$$R_{bolt,d} = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_{M2}}$$

2. V220 og BV2019 med $\gamma_{M2} = 1,25$ (V220 rev. Juli 2022)
Samme formel, $\Delta = 100$ mm / $\Delta_{eff.} = \Delta + 120$ mm

3. Kontroll IC SMS / Structor / Albert Ølnes / Bane NOR:
 $W_{plastisk} = 1,7 \times W_{elastisk}$, $\Delta = 100$ mm /
 $\Delta_{eff.} = \Delta + 120$ mm, $\gamma_{M2} = 1,25$, Samme formel

4. NGI (2008), $\Delta = 100$ mm / $\Delta_{eff.} = \Delta + 120$ mm
Ny metode, fullt plastisk tverrsnitt, $\gamma_{M2} = 1,25$

5. ArcelorMittal (2018), $\Delta = 100$ mm / $\Delta_{eff.} = \Delta + 120$ mm
Ny metode, fullt plastisk tverrsnitt, $\gamma_{M2} = 1,25$

437 kN

Glippe iht. måling
 $\Delta = 100$ mm

402 kN/183 kN

Viser betydningen
av Δ

683 kN/311 kN

Viser betydningen av
 $W_{plastisk} = 1,7 \times W_{elastisk}$

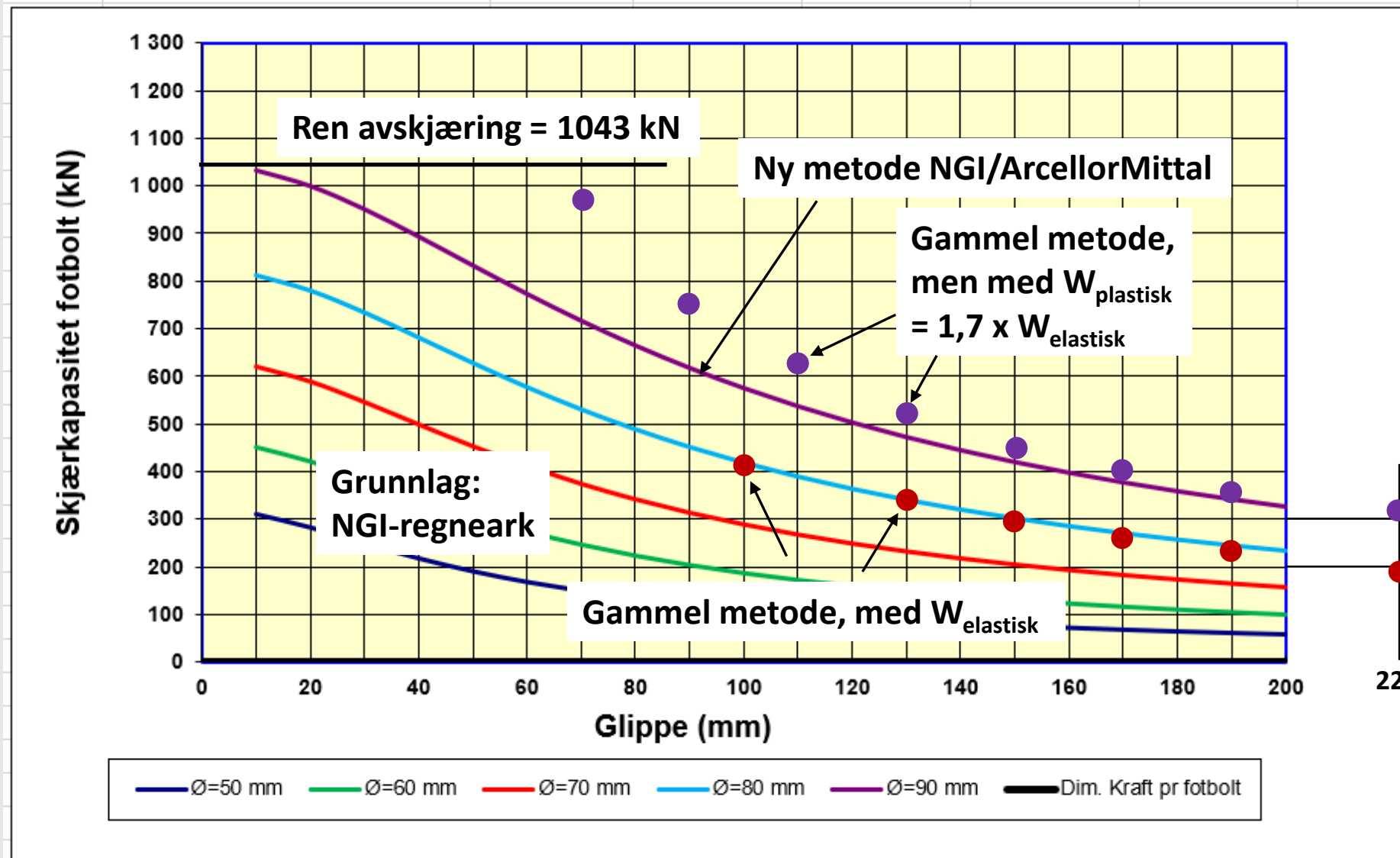
575 kN/300 kN

Samsvar

575 kN/300 kN

Sammenligning gammel vs. ny metode

Flytespenning $f_y = 355$ MPa i stålet, $W_{\text{plastisk}} = 1,7 \times W_{\text{elastisk}}$, Materialfaktor $\gamma_{M2} = 1,25$, $D_{\text{bolt}} = 90$ mm



Forskjellen mellom \bullet og \bullet illustrerer betydningen av W_{plastisk} i forhold til W_{elastisk}

Oppsummering / Anbefalinger

1. Vi må ikke glemme forutsetningene beskrevet i referansene fra 1970-tallet.
2. Dagens dimensjoneringsregler for fordyblingsbolter (V220 og BV2019) bør revideres.
3. Ny metode, NGI (2008) og ArcellorMittal (2018) er en betydelig forbedring.
4. Boltens fulle plastiske kapasitet legges til grunn.
5. Uavhengig av metode er det vurderingen av den reelle (effektive) glippen som er avgjørende, dvs. innspenningsforholdene for bolten. Her må det utarbeides bedre retningslinjer.
6. Glippen som skal benyttes i beregninger er noe annet enn målt glippe fra underkant spunt til berg.
7. Etter denne studien: Effektiv glippe regnes som målt glippe fra underkant spunt til berg + 50 mm opp i spunt (ref. GEO Fundamentering og bergboring) + 70 mm ned i berg (se omtalt referanse på neste side). Pga. toleranser kan målt glippe 0 mm være 30 mm og 50 mm være 80 mm. Anbefaling: Den effektive glippe bør ikke under noen omstendighet velges lavere enn 200 mm i design.
8. Avviket mellom gammel og ny metode, forutsatt plastisk W, skyldes at samvirket skjærspenning/bøyespennning i bolt ikke reflekteres i gammel metode. Av størst betydning ved små glipper.
9. Vi må ha tilstrekkelig med bergsonderinger, og økt bevissthet omkring betydningen av bergkvalitet.
10. Dersom store usikkerheter mht. bergnivåer og bergkvalitet bør det vurderes å sveise på ekstra foringsrør og dermed ha mulighet for å montere ekstra bolter.
11. Det er usikkerhet omkring betydningen av gysemassene omkring bolten. Vanskelig å tallfeste betydningen.
12. Forsterking av spuntfoten for å sikre bedre innspenning mellom bolt og spunt bør vurderes.
13. Gammel metode med elastisk W og antatt glippe 100 mm (vanlig), sammenlignet med ny metode med plastisk W og anbefalt min. glippe 200 mm, innebærer at det innarbeides en ekstra robusthet i design.

PS

Betongelementforeningen 2016:

BETONGELEMENTBOKEN BIND B

AVSTIVNING OG KRAFTOVERFØRING

DEL 1 – DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DEL 2 – AVSTIVNINGSSYSTEMER

DEL 3 – FORBINDELSER

Maks. moment/innspenning

0,75 x D inn i berg.

For vårt eksempel med

boltdiameter D = 90 mm

betyr det innspenning ca. 70

mm inn i berg

(Ref. konklusjon fra IC SMS –

prosjektet)

19.4.2 Dybler (forankring uten stålplater)

Som omtalt i forrige avsnitt, begrenses den øvre kapasiteten av betongens trykkfasthet, stålets skjærkapasitet, eventuelt bøyingskapasitet – se figur B 19.25. Dimensjoneringsmodellen baserer seg på at dybelen får et flyteledd i avstand x fra overflaten, samtidig som betongen får maksimum lokalt trykk over arealet $x \times \emptyset$ – se figur B 19.29 og ref. \7\}. Modellen er konservativ og gjelder bare nær betongoverflaten. Svært ofte vil kapasiteten begrenses av et betongkantbrudd – se punkt 19.4.2.6.

19.4.2.1 Stålets skjærkapasitet

Maksimalt skjær opptrer ved betongens overflate – se figur B 19.29. Stålets skjærkapasitet $V_{Rd,s}$ finnes i punkt 19.5, og i de respektive kapitlene for de forskjellige festemidlene.

19.4.2.2 Stålets bøyingskapasitet

Det forutsettes at maksimum moment i stangen opptrer i avstanden $x \approx 1,5 \times \emptyset$ fra betongoverflaten – se ref. \17\} og figur B 19.29.

Dette gir maksimalt moment:

$$M = V \times (e + 1,5 \times \emptyset) - \sigma_c \times (1,5 \times \emptyset)^2 / 2$$

$$M = V \times (e + 1,5 \times \emptyset) - [V / (1,5 \times \emptyset)] \times (1,5 \times \emptyset)^2 / 2 = \underline{V \times (e + 0,75 \times \emptyset)}$$

Plastisk motstandsmoment for et sirkulært tverrsnitt = $W_p = \emptyset^3 / 6$. Det gir følgende momentkapasitet:

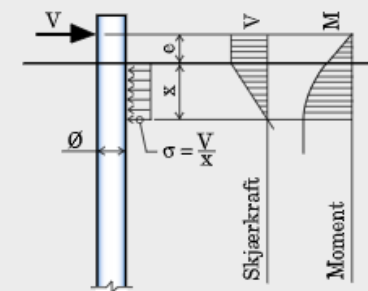
$$M_{Rd} = W_p \times f_{yd} = f_{yd} \times \emptyset^3 / 6$$

Dersom $e = 0$ får man:

$$V_{Rd,s} \times (0 + 0,75 \times \emptyset) = f_{yd} \times \emptyset^3 / 6$$

$$V_{Rd,s} = f_{yd} \times \emptyset^2 / 4,5$$

– se punkt 19.5 og de respektive forankringstypene.



Figur B 19.29.
Skjærbelastet utkraget dybel.

Vurderinger dersom det avdekkes spuntnåler med for store glipper og dermed teoretisk underkapasitet:

- **Viktig å sammenstille informasjon i et spuntoppriss.**
- **Angitt dimensjonerende horisontale last ved spuntfot er ofte basert på et kritisk snitt, som så er angitt som dekkende for et større område. Det er naturlig å utføre tilleggsberegninger for de aktuelle snitt der vi har mulig underkapasitet. Dimensjonerende last kan der være mindre enn forutsatt i design-grunnlaget, og en nedjustert last kan da legges til grunn.**
- **Dimensjonerende last og dimensjonerende kapasitet inkluderer den aktuelle lastfaktor og materialfaktor. Det bør kunne aksepteres å kompromisse noe på disse faktorene i en helhetsvurdering der teoretisk underkapasitet avdekkes. F.eks. vurdere betydningen av lastfaktor 1,2 istedenfor 1,35 på karakteristiske laster fra PLAXIS og materialfaktor 1,15 istedenfor 1,25 på stålets dimensjonerende kapasitet.**
- **Tallmessige vurderinger som angitt, og en samlet vurdering, kan resultere i at spuntnåler eller soner med spuntnåler, der teoretisk underkapasitet på fordyblingsbolter er avdekket, kan friskmeldes.**

Rock Bolts

Fra:

Horizontal toe support
for steel sheet piles on bedrock

4.5. Monitoring of depths

As mentioned above, the effective gap is crucial to the capacity of the rock bolts. The gap must therefore be monitored as accurately as possible.

Hence it is important to determine accurately the distance from the top of the concrete plug to the bottom of the sheet pile (noted (B+C) in Figure 18). The gap Δ can then be calculated as the drilled length from the top of the concrete plug to the impact level of the bedrock, minus the length (B+C).

Experience shows that the recorded gap of 7 cm lies somewhere between 4 and 10 cm.

After driving and drilling, the recorded toe levels of the sheet piles and top of bedrock should be drawn up in a detailed longitudinal profile (scale = 1:20) and compared to anticipated bedrock levels obtained prior to driving. The purpose is to determine the gaps between the toe of the sheet piles and bedrock. The information must then be compared to the assumptions made for the design of the bolts. If based on the records, the verification demonstrates that the bolts do not have sufficient capacity, additional supporting measures must be taken, preferably before excavation.

Note that the grout should ideally form a cake at the bottom of the sheet pile and thus contribute to a reduction of the effective gap.

Se neste foredrag, Anders Qviller, GEO Fundamentering & Bergboring

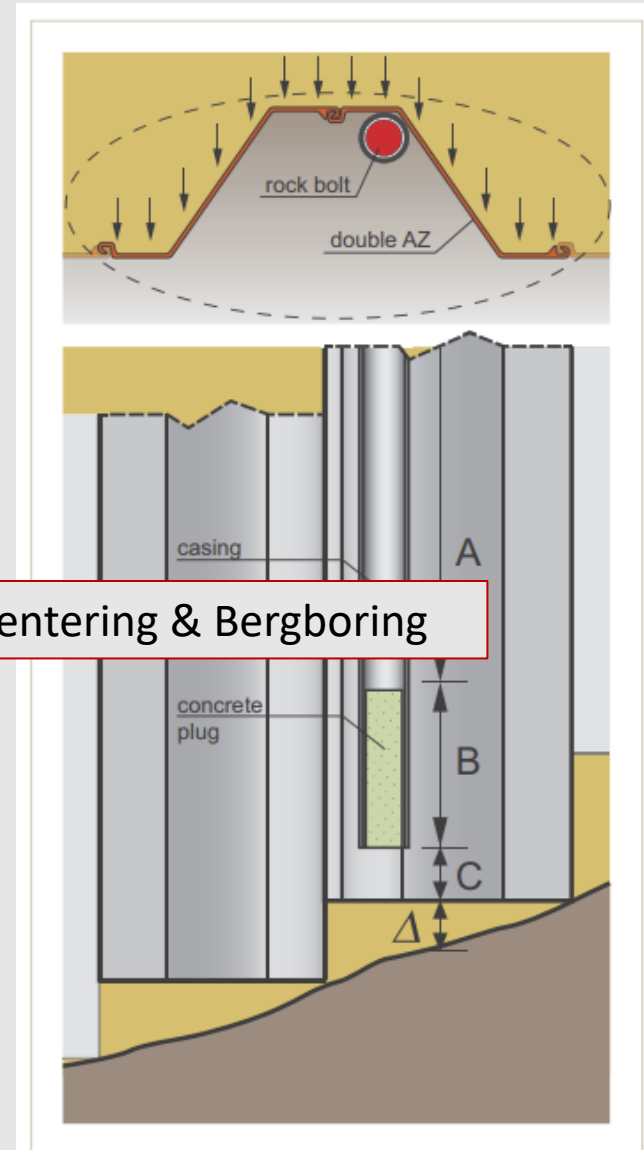


Fig. 18. Determination of the gap Δ

Takk for hjelpen!

til:

Gisle Paulsen, BN

Geir Svanø, BN, «m/stålstøtte»

Albert Ølnes

Vidar Gjelsvik, NGI

Ørjan Nerland, NGI

NGI-rapporter

NGF-kurs (Tor Georg Jensen)

ArcelorMittal-rapport