

Brurekkverk (SVV-H2) Test av innfesting i brudekk

Sluttrapport

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 303



Tittel

Brurekkverk (SVV H2)
Test av innfesting i brudekk

Undertittel

Sluttrapport

Forfatter

Ketil Søyland, Norconsult AS
Božidar Stanković mfl. Vegdirektoratet

Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

Seksjon

Bru

Prosjektnummer

2012131924

Rapportnummer

Nr. 303

Prosjektleder

Božidar Stanković

Godkjent av

Inger M. Steen Hegærnes

Emneord

Bru, Brurekkverk, Sluttrapport

Sammendrag

Evaluering test av rekkverksinnfesting i brudekke med forskjellige boltegrupper. Hensikten med testen er å sikre at underliggende konstruksjon dimensjoneres slik at påkjøringslastene tas uten at rekkverksinnfestingen blir skadet.

Title

Bridge parapet (SVV-H2)
Test of anchoring on bridge deck

Subtitle

Final report

Author

Ketil Søyland, Norconsult AS
Božidar Stanković mfl. NPRA

Department

Traffic Safety, Environment and Technology Department

Section

Bridge Section

Project number

2012131924

Report number

No. 303

Project manager

Božidar Stanković

Approved by

Inger M. Steen Hegærnes

Key words

Bridge, Bridge parapet, Final report

Summary

Evaluation test of different type of anchorage of post on bridge deck. The purpose of test is to ensure that underlying structures are designed to take the impact loads without being damaged.



Innhold

Statens vegvesen, Vegdirektoratet	1
1 Innledning	4
2 Sammendrag	5
3 Testoppsett	6
3.1 Fundament for stolper	6
3.2 Teststolper	7
3.3 Slagtest med testtriggen Marte	8
3.4 Innfesting i kantbjelke	10
3.5 Instrumentering av bolter	11
3.6 Instrumentering av armering	12
4 Krefter i betong og armering	14
4.1 TESTRAPPORTER FRA LIRA	14
4.2 FORSØKSARRANGEMENT	14
4.3 STREKKREFTER I GJENGESTAG	14
4.4 MÅLTE DEFORMASJONER	15
4.5 MÅLTE SPENNINGER I ARMERINGEN	16
4.6 VURDERING AV RESULTATER	16
5 Innfesting med kjemisk anker	18
6 Beregningsmodell for innfesting av stolper	20
6.1 Utforming av innfesting	20
6.2 Resultat	20
7 Konklusjon	21
7.1 Innstøpingslengde bolter	21
7.2 Armering av kantbjelke	21
7.3 Kjemisk anker	22
8 Vedlegg	23

Forside illustrasjoner:

-Impact test of safety barrier, TB 51, ref.no.00-008

-LIRA rapport

1 Innledning

Statens vegvesen Vegdirektoratet har utført testing av boltegrupper og armering i kantdrager for brurekkverk styrkeklasse H2, ved Statens vegvesens lager Holtermoen ved Bjørkelangen. Hensikten var å verifisere at brukte forankringslengder av gjengestag, hylser og kjemiske ankere tåler faktisk belastning og å verifisere beregninger gjort i forkant.

Gjennomgang av testresultatene og beregningsmodeller ble gjort av en arbeidsgruppe fra Statens vegvesen og Norconsult AS. Arbeidsgruppen hadde følgende sammensetning:

- Tormod Dyken – Vegdirektoratet
- Vesna Randjelovic – Vegdirektoratet
- Otto Kleppe – Vegdirektoratet
- Ketil Søyland – Norconsult AS
- Bjørn Vik – Norconsult AS
- Bozidar Stankovic – Vegdirektoratet

Testoppsettet ble laget på plassen for dette formålet av Statens vegvesen Vegdirektoratet. Italienske LIRA ble engasjert til å utføre slagtestene ved hjelp av sitt testkjøretøy Marte. Denne testriggeren er konstruert for å belaste stolper med en dynamisk last på nivå med den som stolpene blir belastet med under en fullskala testsituasjon. Testene var konstruert for å sjekke forskjellig forankringslengder (150 mm, 200 mm, 250mm og 300 mm) av gjengestag i betongen.

NGI ble engasjert til å utføre tøyningsmålinger på den viktigste armeringen rundt boltegruppen ved hjelp av strekkklapper. Data fra disse målingene gir grunnlag for å verifisere etablert praksis for armering rundt boltegruppen i kantbjelken.

2 Sammendrag

Statens vegvesen har fått utført en rekke forsøk med statisk og dynamisk lastpåføring på rekkverkskomponenter. Disse er beskrevet i testrapporter [1], [2] og [3]. I det følgende er disse testrapportene kommentert, og det er forsøkt å trekke konklusjoner for utførelse av innfestingen.

I tillegg er det vist beregning av innfesting med en regnemodell med noe støtte i testresultatene.

Testing av boltegrupper innstøpt i kantbjelker med forskjellig forankringslengder er utført for å verifisere at kapasiteten av bolter er større enn stolpenes plastiske momentkapasitet.

Testene har vist at selv ved forankringslengder ned mot 150 mm vil boltegruppen kunne fungere som forutsatt. Det ligger noe usikkerhet i forhold til områder av ei bru der kantbjelken er i strekk pga. støttemoment. Her vil betongens ikke i så stor grad kunne fordele spenningene uten riss, og strekk må kunne overføres av innlagt armering.

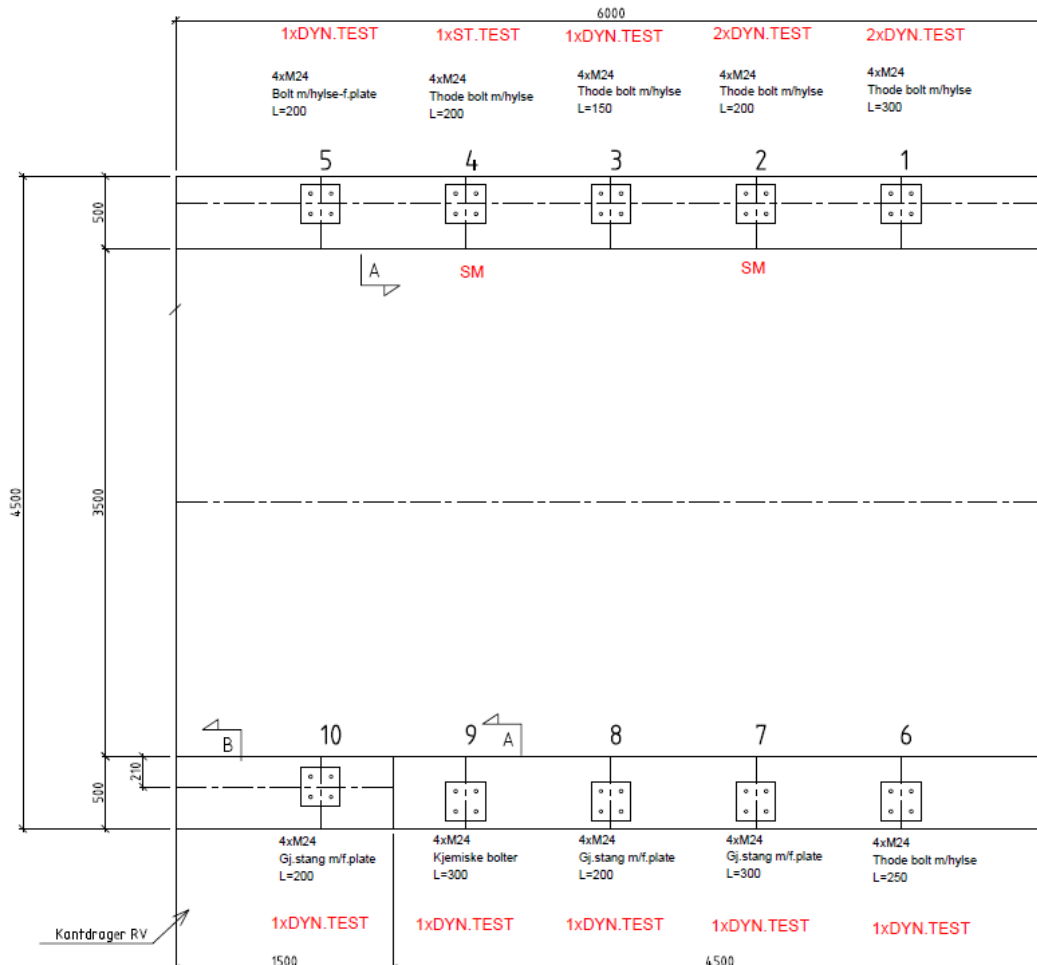
Boltegrupper hvor det er brukt kjemisk anker vil ikke fungere som forutsatt med forankringslengder som er oppgitt i tabeller fra leverandører.

3 Testoppsett

Testoppsettet besto av en armert betongplate støpt på grunn med kantbjelker på begge sidekanter, tilsvarende en bru. På kantbjelkene ble det installert 5 boltegrupper på hver side, totalt 10 stk.

3.1 FUNDAMENT FOR STOLPER

En plasstøpt armert betongplate med standard kantbjelker langs 2 sidekanter ble bygget for prosjektet. Betongplaten med kantbjelke ble armert tilsvarende en vanlig bruoverbygning. Totalt var kantbjelken 6 meter lang. Avstand mellom stolper var 1 meter. Figur 3.1 viser en plantegning av betongplaten. Figur 3.6 viser snitt av kandrager ved stolpene 1-9. Figur 3.7 viser snitt ved stolpe 10.



Figur 3.1: Plan betongplate



Figur 3.2: Bilde betongplate.

Materialparametere for betongplaten var som følger:

- Betong B45 – SV40 - (fundament 6x4,5 m)
- Utførelse klasse 3 (NS-EN 13670)
- Armering B500 NC (NS 3576 – 3)
- Nominell overdekning:
 - 75 mm for OK dekke og IK kantdrager
 - 65 mm for øvrige flater

3.2 TESTSTOLPER

I testen ble det i hovedsak brukt stolper av typen HE100B - S355J2. Dette er en kraftigere stolpe enn stolpene (HE100A) som brukes i Statens vegvesens standard H2-rekkverk SVV1 og SVV2. For statisk testing av stolpe 4 ble det brukt en HE100A stolpe. Den kraftigere stolpetypen ble brukt for å sikre at last overført til bolter, armering og betong ikke ble undervurdert. Alle stolper var 1 meter lange. Et aluminiumsprofil ble montert på stolpen for å fordele slagkraften noe, samt dempe oscillasjonen av stolpen. Stolpe og aluminiumsprofil er vist i figur 3.3.



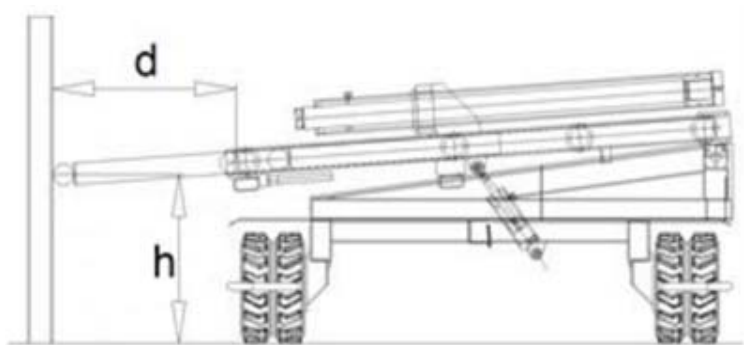
Figur 3.3: Bilde av HE100B stolper montert på kantbjelken.

3.3 SLAGTEST MED TESTRIGGEN MARTE

Statiske og dynamiske tester ble utført med en ekstern Italiensk testrigg. Denne har kapasitet til å utføre dynamiske tester på stolper med tilstrekkelig kraft og hastighet til å simulere hva som skjer i en fullskalatest. Ved testing av H2-stolper, er det normalt fullskalatesten med bussen (TB51 – 13000 kg) som påfører stolpene størst deformasjoner. Bussen styres inn mot rekkverket med en vinkel på 20 grader og med en hastigheten på 70 km/t. Dekomponert vil da hastigheten normalt på rekkverket være 23.9 km/t (6,7 m/s). Testriggen Marte har maks hastighet på loddet på 12 m/s. Vekten på loddet er 365 kg. Den statiske testen kan utføres med en kraft opp til 150 kN. Figur 3.4 gir mer informasjon om testriggen.

Table 1 – Technical specifications

MCSB 900 – MARTE	
General	Dynamic test
Mass 5500 kg	Ram mass 365 kg
Power 56 kW	Max. velocity 12 m/s
Dimensions L 2420, W 3000, H 2300 mm	Useful stroke 600 mm
Air compressor 700 l/min, 12 bar	Impact energy 26 kJ
Generator 50 Hz, 220 V, 3 kVA	Transducers
Pile driver	2 component load cell on ram head
Pauselli MCSB 900	Accelerometers
Hammer mass 550 kg	Position transducers
Striking rate 570/1180 per minute	Data acquisition
Shock energy 1060 J	8 channels
Static test	Max sampling rate typ. 10 kHz
Force 150 kN	max 100 kHz
Useful stroke 1200 m	Storage capacity 4 Gb



Figur 3.4: Testriggen Marte.

3.4 INNVESTING I KANTBJELKE

Totalt 10 boltegrupper ble innstøpt i kantbjelkene, 5 på hver sidekant. For å teste forskjellig innstøpningslengde på boltene og hvordan kantbjelken i praksis utformes, ble de 2 kantbjelkene utformet forskjellig. Figurene 3.6 og 3.7 viser hvordan disse ble utført og illustrerer de 2 typiske byggemåtene for en kantbjelke.

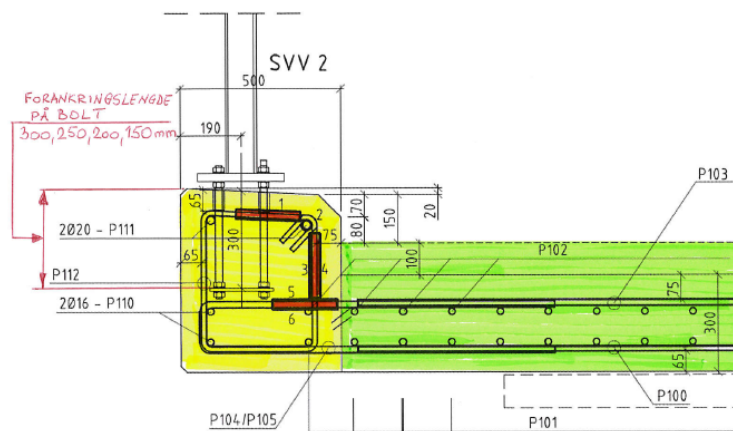
Følgende boltegrupper ble brukt:

1. M24 innstøpte gjengestag med forankringsplate og T-hode
2. Innstøpte hylser med M24 gjengestag med forankringsplate og T-hode
3. M24 limanker/kjemiske anker

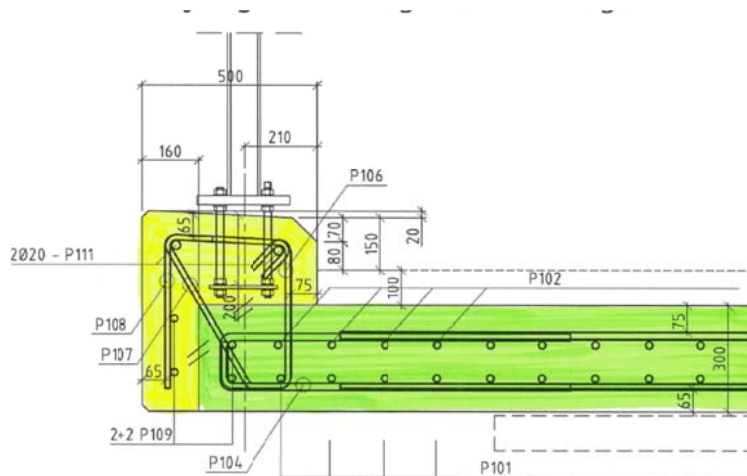
Disse innstøpningslengdene ble undersøkt: 150 mm, 200 mm, 250 mm og 300 mm.



Figur 3.5: Innstøpte hylser og gjengestag med forankringsplate og T-hode.



Figur 3.6: Form og armering av kantbjelke. Stolpe 1-9.



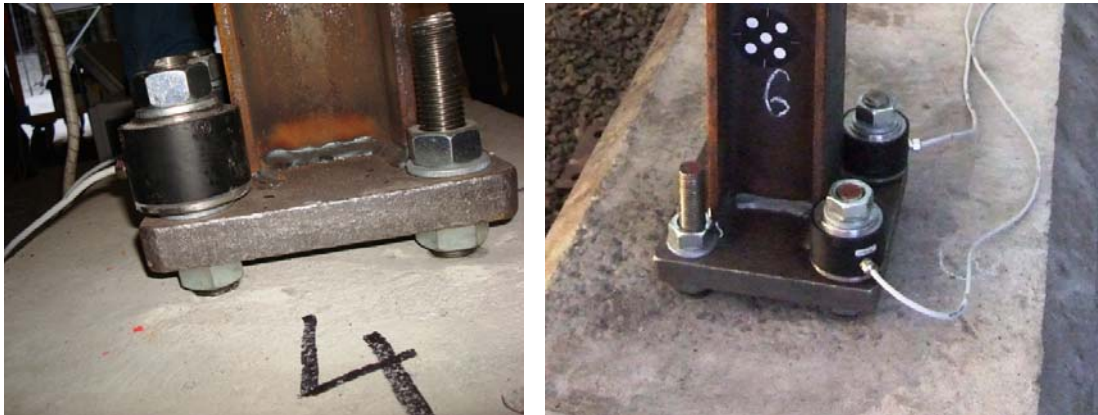
Figur 3.7: Form og armering av kantbjelke. Stolpe 10.

Stolpene er blitt nummerert fra 1-10. Tabellen nedenfor viser boltedybde, innfestingsmetode og hvilke tester boltegruppene/stolpene ble utsatt for.

Stolpe	Boltegruppe	Boltedybde	Innfestings metode	Testmetode
1	M24	300 mm	T-hode m/hylse	2 dyn test
2	M24	200 mm	T-hode m/hylse	1 dyn test
3	M24	150 mm	T-hode m/hylse	1 dyn test
4	M24	200 mm	T-hode m/hylse	1 statisk test
5	M24	200 mm	? T-hode med hylse	1 dyn test
6	M24	250 mm	T-hode m/hylse	1 dyn test
7	M24	300 mm	Gjengestag med fotplate	1 dyn test
8	M24	200 mm	Gjengestag med fotplate	1 dyn test
9	M24	300 mm	Kjemisk anker	1 dyn test
10	M24	200 mm	Gjengestag med fotplate	1 dyn test

3.5 INSTRUMENTERING AV BOLTER

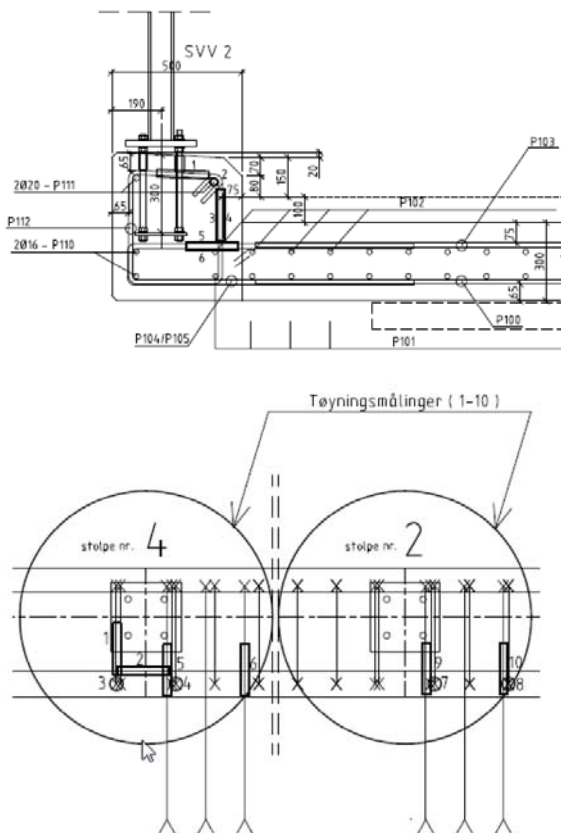
Lastceller ble brukt på strekkboltene i boltegruppen for å måle hvilke krefter som opptrer i boltegruppen ved flytning av stolpen.



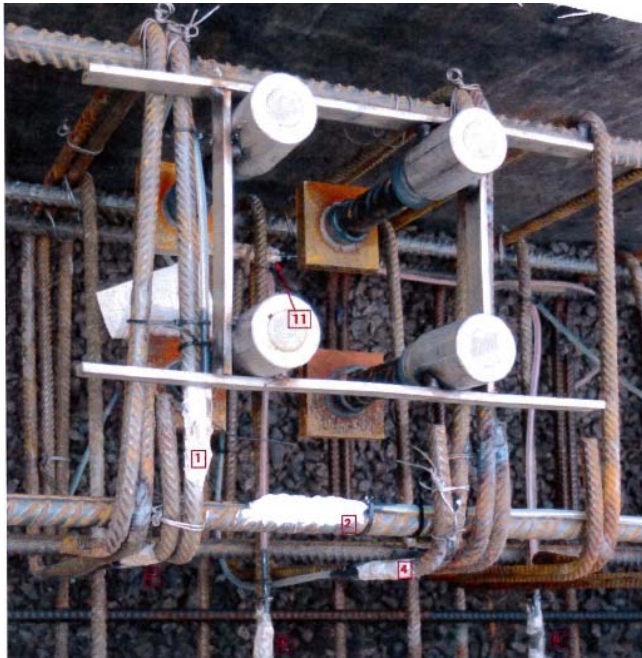
Figur 3.8: Lastceller på strekkbolter.

3.6 INSTRUMENTERING AV ARMERING

Armeringen ble instrumentert med strekkklapper på stolpene 2 og 4. NGI rapporten vedlagt viser instrumenteringen i detalj. Typisk ble horisontale og vertikale bøyer i fremkant kantbjelke og strekkarmering i OK plate instrumentert.



Figur 3.9: Plan og snitt kantbjelke med armering og sensorplassering



Figur 3.10 Armering rundt boltegruppe for stolpe 4. Sensorer montert. Sensornummer markert i rødt.

4 Krefter i betong og armering

Tøyningsmåling på armering direkte under boltegruppen ble utført for å verifisere hvordan kreftene fra stolpen innføres i kantbjelken og hvordan kreftene fordeles i armering og betong. Arbeidet med lasttesting er oppsummert i en NGI rapport som er vedlagt i vedlegg 2.

Rapporten viser arrangement og resultater fra tester med måling av tøyninger i armering i kantbjelker. På de antatt viktigste armeringsstengene, primært bøylar, var det festet tøyningsmålere.

4.1 TESTRAPPORTER FRA LIRA

Se vedlegg 1. Rapport nr. 10 datert 2013-07-23 er angitt som hovedrapport. I tillegg foreligger Rapport nr. 4 med beskrivelse av tester med stolper HE100B, og en testrapport for feste med innlimte bolter.

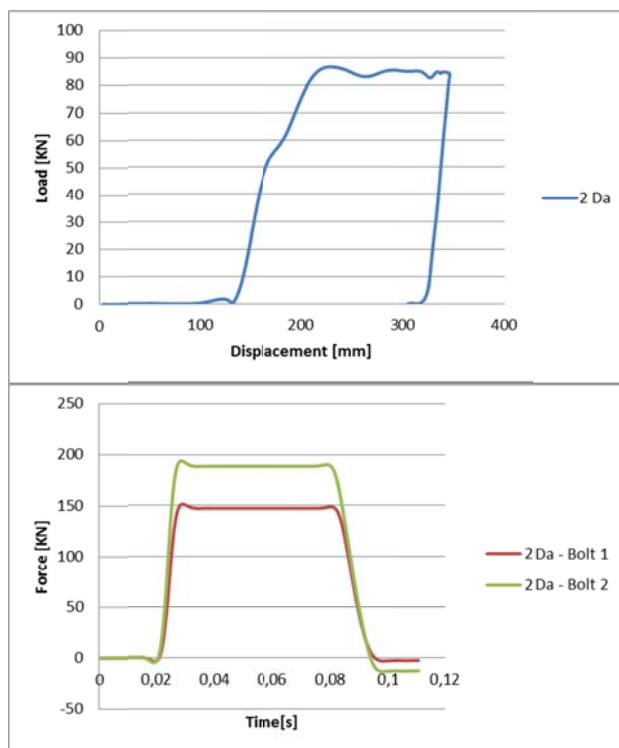
4.2 FORSØKSARRANGEMENT

Som vist i kapittel 4 ble belastningstestene gjort på stolper, HE100A eller HE100B, som var festet til underlaget med 4-M24 bolter. Lasten ble påført statisk eller dynamisk i angitt nivå over fotplaten. Ved de fleste testene var lastnivået $h = 0,70$ m over fotplate, unntatt to med $0,60$ m og to med $0,47$ m. Se rapport fra LIRA i vedlegg 1.

4.3 STREKKREFTER I GJENGESTAG

Strekkrefter i gjengestagene ble målt for å få oversikt over hvilke laster som ble overført ned gjennom boltegruppene. Lasten ble som vist i kapittel 4.5 målt ved hjelp av lastceller plassert på strekksiden av boltegruppen. Lasten ble målt gjennom hele lastforløpet. I tillegg ble lasten påført med testtriggen målt fortløpende.

Testene målte tøyning i festebolter på strekksiden, og rapportene angir verdier beregnet med målte tøyninger. Viste verdier ved knekkpunkt for lastkurven varierer fra ca. 140 kN til ca. 175 kN, og maksimalkraften fra ca. 170 kN til nærmere 200 kN per bolt.



Figur 4.1: Typisk lastdiagram for påført last og resulterende last i boltene på strekksiden.

Bolt 1 og bolt 2 får forskjellig last på grunn av bukling i tverrsnittet og en mulig skjev lastpåføring.

Strekk-kapasiteten til et M24-8.8 gjengestag er i ulykkesgrensetilstand 254 kN (226 kN for M20 bolt). Dette betyr at bolten har en grei restkapasitet ved belastning. Det må her bemerkes at det er brukt en HE100B stolpe som har et ca. 25% større plastisk motstandsmoment enn en HE100A.

Den usymmetriske lasten viser at det kan være fornuftig å ha en restkapasitet i boltene og at det derfor brukes M24 bolter som standard.

Påført maksimal last er i rapportene angitt til mellom 75 kN og 100 kN, typisk verdi noe over 85 kN. Lastkurvene hadde en liten knekk ved ca. 55 kN.

4.4 MÅLTE DEFORMASJONER

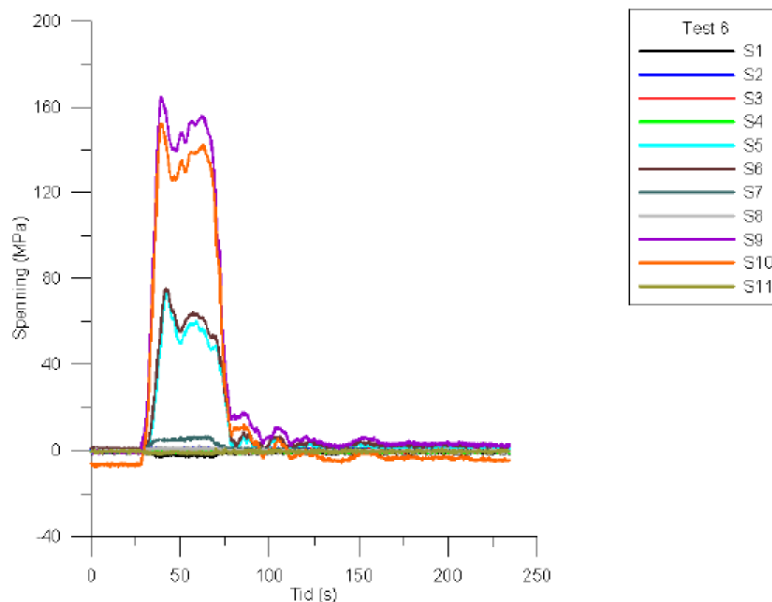
Horizontal forskyvning for lastpunktet ved oppnådd maksimal last var ellers mellom 100 mm og 250 mm, men vanligste verdi var ca. 200 mm. Forskyvningen var vesentlig større enn det som tilsvarende bøyning opp til flytespenning i stolpen (ca 5 mm). I en test ble det brudd i sveis til fotplaten på grunn av feil sveis. For øvrige testprøver viser utbøyd stolpe lokalknekkning av flens og steg på trykksiden ved innspenningen. Det oppsto dermed en lokal knekk ved fot, og herav en ekstra utbøyning i tillegg til bøyingsdeformasjon.

Testrapporter fra NGI [2]

Rapporten viser arrangement og resultater fra tester med måling av tøyninger i armering i kantbjelker.

4.5 MÅLTE SPENNINGER I ARMERINGEN

Spenninger beregnet med målte tøyninger var moderate med største verdier ca. 160 MPa i bøyer nærmest fotplate. Dette kan tolkes slik at virkningen av innførte krefter, som er strekk og trykk fra bolter og horisontalkraften fra last på stolpen, blir fordelt noe til begge sider langs kantbjelken og mobiliserer flere bøyer. Det må også antas at betongen, hvor det blir mobilisert et område ved innfestingen, vil gi et merkbart bidrag fra betongstrekkfastheten.



Figur 4.2: Spenningsdiagram for spenning i armeringstålet

4.6 VURDERING AV RESULTATER

I testrapportene fra LiRA er det ikke opplyst noe om faktisk materialfasthet for teststolpene. Påført kraft 85 kN med momentarm 0,70 m gir et innspenningsmoment $M = 59,5$ kNm. Plastisk karakteristisk motstandsmoment ($W_{pl} = 104200$ mm³) for HE100B med flytespenning 355 MPa blir avrundet $M_{pl} = 40$ kNm, og ved full fastning ca $1,5 \cdot M_{pl} = 60$ kNm.

Kraft tilsvarende flytemoment blir $F = 40$ kNm/0,7 m = 57 kN. Verdiene viser rimelig samsvar med målingene.

Senteravstand mellom festeboltene er 140 mm. Beregnet kraft i en av to strekkbolter blir med en påført kraft 85 kN: $F_{bolt} = 85 \text{ kN} \cdot 0,7 \text{ m} / (2 \cdot 0,14 \text{ m}) = 212$ kN. Dette er en del over angitte boltkrefter i rapporten. Angitte boltkrefter antas å være beregnet med målte tøyninger og er derfor indirekte verdier.

Bortsett fra test med kjemisk anker kan det ikke sees noe brudd i innfesting av boltene.

Testen utført av NGI ble utført med forskjellige innstøpingslengde for festeboltene: en med 150 mm, seks med 200 mm, en med 250 mm og to med 300 mm. Ingen av boltfestene sviktet ved testene. Kun ved testing av boltegruppe med 150 mm forankringslengde, ble det registrert mindre riss i sonen rundt stolpen som vist i figur 4.3. Disse ble ikke vurdert til å være alvorlige. Det må antas at betongens strekkfasthet ved innfestingen har gitt merkbare bidrag. I brudekker vil det i

områder med strekk i overkant bli betydelig strekkøying i øvre del av kantbjelken, og dermed bøyingsriss. Forholdene blir derved mindre gunstige enn ved testene, og innstøpningslengde på 150 mm anbefales ikke uten videre undersøkelser. I tillegg var strekket ujevnt fordelt mellom boltene, og det må det regnes med også i praksis.



Figur 4.3: Riss ved boltegruppe. Boltegruppe med 150 mm forankringslengde.

Målte tøyninger i armering viste lave til moderate verdier. Det var ikke indikasjoner på svikt i bøyler. Av dette kan det konkluderes med at armering etter Håndbok 268 er tilstrekkelig. Den kapasitetsmargin som vises i forsøksresultatene, er ønskelig der det er riss på grunn av strekk i kantbjelkens lengderetning.

Diagram som viser sammenheng mellom forskyvning og kraft eller spenningsforløp, stemmer ikke alltid med det man kunne vente. Dette antas å henge sammen med blant annet lokal bukling/knekning som er nevnt foran. Det kan også forklare lavere kraft enn tilsvarende stolpens momentkapasitet og at det ikke vises en utpreget knekk ved flytemoment. Treffpunkt for lasten kan avvike noe fra det tilsiktede.

5 Innfesting med kjemisk anker

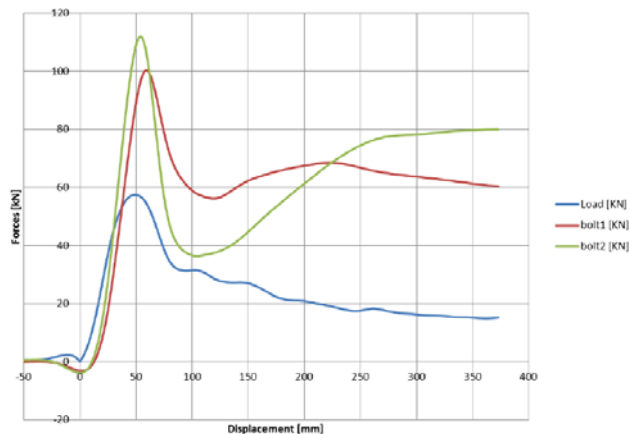
Testing med kjemisk anker ble utført for å verifisere en slik boltegruppes kapasitet til å motstå dynamiske laster. Boltene ble forankret med en inngysningslengde på 250 mm tilsvarende det som oppnås ved reparasjoner og rehabilitering av bruer. Det ble brukt M24 Hilti RE 500 Kjemisk anker.

Resultater fra testingen viser at ved en slik inngysningslengde kollapser boltegruppen totalt. Se bilder i figur 6.1.



Figur 5.1 Kollapset boltegruppe.

Boltegruppen oppnår en betydelig strekkapasitet i boltene før boltene trekkes ut. Figur 6.2 viser en graf med last i Y-aksen og stolpens utbøyning i X-aksen. Maks last i boltene ble målt til ca 100 kN før kollaps.



Figur 5.2 Kapasitet av bolter ved belastning.

Går vi inn i tabeller fra produsenten, har et M24 kjemisk anker med 220 mm inngysningslengde en maks anbefalt statisk strekklast på 52,3 kN. Det ble her oppnådd over dobbelt av denne lasten i bolt nr 2. Dette må kunne sies å være akseptabelt. Tabellverdier i forhold til dynamiske laster på kjemiske ankere er ikke undersøkt.

Da det ble brukt HE100B stolper vil ikke stolpen gå i flyt før ved en last på et sted mellom 150 og 200 kN. Ved bruk av Statens vegvesens standard stolpe HE100A vil lastene på boltegruppen reduseres med ca. 20 %. Resultatet av denne testen kan derfor i ettertid sies å være opplagt. Ytterligere testing vil bli vurdert med større inngysningslengde, for å se om et kjemisk anker kan brukes som innfestingsmetode ved rehabilitering av bruer.

6 Beregningsmodell for innfesting av stolper

Et beregningsoppsett (vedlegg 4) er utarbeidet for å kunne dokumentere en beregning av kantbjelken.

Forutsetninger for beregninger er en stavmodell basert på likevekt mellom lastvirkninger fra stolpens fotplate og indre krefter i kantbjelken. Strekk antas tatt opp av innlagt armering, og i betongen antas det trykkstaver/trykkfelt mellom knutepunkt. Det er ikke lagt inn kompatibilitetsbetingelser i beregningen, men kraftfordelingen støtter seg litt til resultat fra målte spenninger i forsøkene. Beregningene er forenklete og tilnærmede, og en vesentlig nøyaktigere analyse er neppe mulig. Selv om det etableres en tredimensjonal regnemodell, vil det være usikkerhet for betongen egenskaper. Kapasitet for knutepunktene med kraftoverføring mellom betong og armering kan ikke bestemmes nøyaktig ved analyse. Det er forsøkt å bestemme slik kraftoverføring, men man blir nødt til å basere seg på aksepterte, standardiserte regler for kraftinnføring i bøyler og lignende armeringsenheter.

Kapasitetskontroll med en mulig beregningsmodell er utført med regneverktøyet Mathcad. Det er regnet med stolpe HE100 A. Med stolpe HE100 B blir stolpens kapasitet ca. 25 % høyere, som medfører at krav til innfestingen vil øke tilsvarende.

6.1 UTFORMING AV INNFESTING

Det er valgt kantbjelke med bredde 500 mm og armering som beskrevet i Håndbok 268. Innstøpningslengde for forankringsbolter er 300 mm, 200 mm og 150 mm. Det er undersøkt bolter uten og med hylse.

I beregningene er det kontrollert lokal overføring av horisontalkraften, som medfører skjærkraftinnføring fra bolt til omgivende betong. Videre er det undersøkt videreføring av krefter med mobilisering av bøyler i kanten. Det er antatt at bøylegruppene nærmest fotplaten skal overføre 50 % av horisontalkraften. Resten føres ut til neste grupper. Testresultatene (ref.[2]) gir støtte for en slik antagelse.

6.2 RESULTAT

Beregningen påviser en mulig kraftmodell med tilstrekkelig kapasitet for innstøpningsdybde på 200 mm og større. Med sterkere stolpe, som HE100B, vil kreftene øke med ca. 25 %. Beregnet kapasitet i enkelt områder blir overskredet noe, men på grunn av konservative antagelser anses innfestingen tilstrekkelig. En mer optimal kraftfordeling i regnemodellen ville gi noe øket kapasitet. Denne antagelsen styrkes av at det i forsøkene ikke er registrert nevneverdige skader eller brudd i innfestingen.

Med innstøpningsdybde på 150 mm viser beregningene en noe for lav kapasitet. Liteninnstøpningsdybde er dessuten mer følsom for avvik i bøyleplassering.

7 Konklusjon

7.1 INNSTØPINGSLENGDE BOLTER

Innstøpingslengden for gjengstag eller annen type bolter må være tilstrekkelig til å gi sikkert feste i betongen. I tillegg må det kunne etableres et indre kraftsystem med overføring til bøyler og annen armering i kantbjelken. I innledende beregninger før fullskalltesting ble det konkludert med at mindre enn 250 mm innstøpingslengde ville gi problem for slik kraftoverføring. Lengde 300 mm syntes å være ønskelig. Dette henger også sammen med den overdekning som nå kreves, siden den påvirker avstand mellom boltforankring og den øvre horisontale del av bøyler. Testresultat fra testing av stolper viste at lastvirkningene fra stolpefestet sprer seg mer til begge sider i kantbjelkens lengderetning, slik at flere bøyler blir mobilisert.

I forbindelse med utstøping av brudekket har det kommet ønske om å forankre boltene over overkant betongdekke. Beregningen gir grunnlag for å bruke 200 mm innstøpingslengde, og testene bekrefter dette. Testene er utført med stolper HE100A og HE100B. Det bør tas hensyn til at det brukes også andre typer stolper, som kan ha høyere stivhet og styrke, og det er et krav at innfestingen skal være sterkere enn stolpen. I forsøkene holdt også forankringer med 150 mm dybde, men synlige riss i overflaten kan tyde på at det var på grensen. I områder med strekk i lengderetning av kantbjelken kan forholdene være mindre gunstig på grunn av riss i betongen. Ved vurdering av kapasitet på grunnlag av testresultat bør det dessuten benyttes en passende materialfaktor, for eksempel 1,1.

Boltkrefter ved forsøkene, basert på målte tøyninger, er lavere enn beregnet på grunnlag av maksimalt moment i stolpen. Det indikerer at stolpen ikke har hatt det største mulige moment etter flyting og materialfastning, selv med stor deformasjon i fotpunktet. Bilder i forsøksrapportene viser lokal bukling i H-bjelkens trykkflens og steg. En annen type tverrsnitt, for eksempel et ikke altfor tynnvegget rør, vil ikke få lokalbukling. Ved samme bøyningkapasitet vil det da kunne bli større boltkrefter. Ved massive stolper, som også brukes, blir heller ikke bukling aktuelt.

7.2 ARMERING AV KANTBJELKE

Forsøkene viste bøylespenninger godt under flytegrensen for armeringsstålet. Ut fra det som anføres i punkt 7.1, siste avsnitt, kan man vente større boltkrefter, og dermed mer påkjent armering med enkelte typer av stolper. Det ville derfor ha interesse å få tester med slike stolper.

Bøyler $\varnothing 12$ og lengdearmering $\varnothing 20$ i kantbjelken ser ut til å være hensiktsmessig. I noen tilfeller vil antagelig lengdearmering $\varnothing 16$ være tilfredsstillende, men $\varnothing 20$ vil gi en sikrere kraftinnføring i knutepunktene. I enkelte prosjekter er det brukt bøyler $\varnothing 16$, men det anbefales ikke. Den skarpere bøyen man får med $\varnothing 12$ er en fordel. I tillegg blir det med bøyler $\varnothing 16$ for liten plass på utsiden med den overdekningen som nå ønskes.

7.3 KJEMISK ANKER

Ytterligere undersøkelser må utføres før videre bruk av kjemisk anker kan anbefales til annet bruk enn rehabilitering av enkelte boltegrupper i et brurekkverk.

8 Vedlegg

1. LiRA Report nr. 10 Evaluation test of different type of anchorage of post on bridge deck
Report nr. n Test on post nr. 9 with chemicalanchorage
2. NGI Statens vegvesen - Måling av tøyning for rekkverkstest
Tøyningsmåling på armering ved lasttest av brorekkverksinnfesting
3. Statens vegvesen. Kontroll av burekkverkets innfesting med dynamisk test
Tegninger av testarrangement
4. Beregningsmodell for innfesting

VEDLEGG 1.



Laboratorio Italiano di Ricerca
sulle Attrezzature per la sicurezza passiva
nell'ambito del traffico veicolare

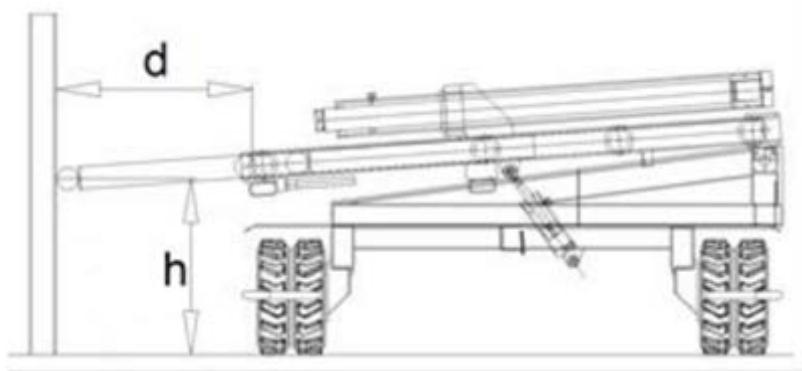
Evaluation test of different type of anchorage of post on bridge deck

This test provide a design guide to accept different type of anchorage of post on manufactured bridge. The test were performed on 17th of December 2012 at Bjorchelangen facilities.

Due to an electronical malfunction, some of the test has been affected by a saturation of the load cells. The phenomenology of the evidence remains valid, as there were no significant breaks in the anchorage, but to ensure proper design, others tests were carried out at the laboratory LaST with instruments updated and able to read the data acquired.

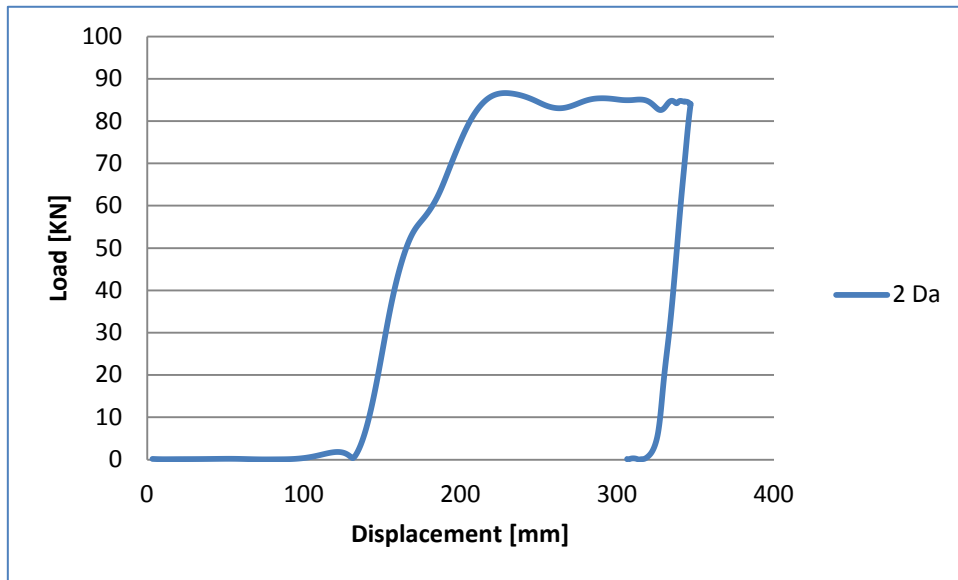
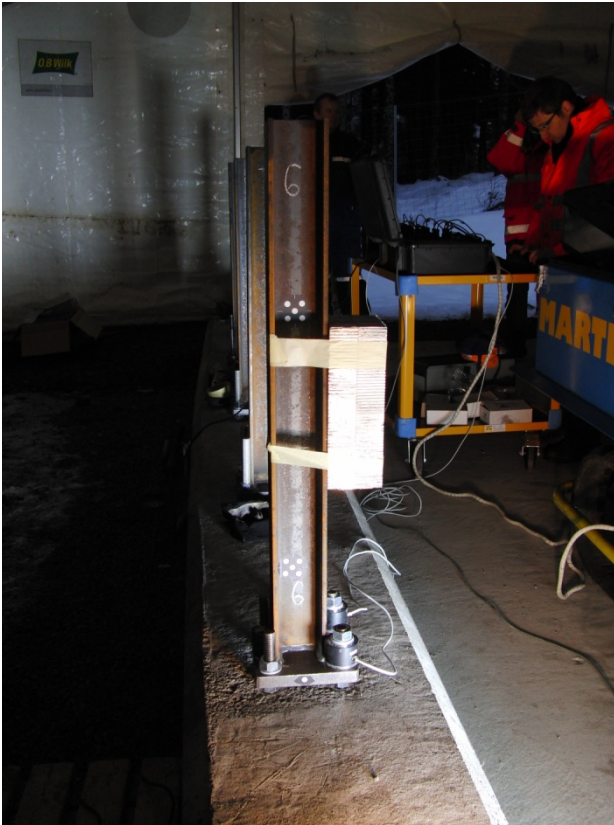
1 Test at Bjorchelegen facilities

The test were performed on 17.12.2012 at Bjorchelegen facilities. Most of the posts were HE100B, the typical type used on highways barriers in Norway. In the follow table are illustrated how the test were performed, in particular the distance of MARTE from the post, due to the acceleration of the sledge, the height of the impact and the pressure that push the sledge during the dynamic test.



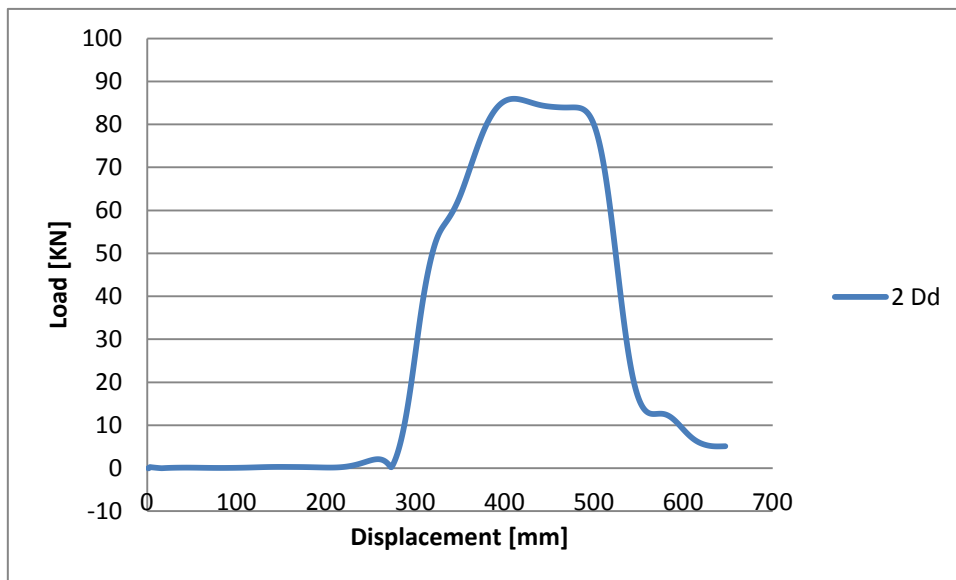
Test	Type	H [cm]	D [cm]	P [bar]	Note
Inside					
2Da	Dynamic	70	100	12	
2Db	Dynamic	70	100	12	weld brake
3D	Dynamic	70	100	10	
4Saa	Static	47	85	0	movement of MARTE
4Sbb	Static	60	85	0	movement of MARTE
4S	Static	60	85	0	HE100A
6D	Dynamic	47	90	12	
7aD	Dynamic	70	100	12	weld brake
7bD	Dynamic	70	100	10	
8D	Dynamic	70	100	12	
9D	Dynamic	70	100	12	Anchorage faillure
10D	Dynamic	70	100	10	

Post 2Da



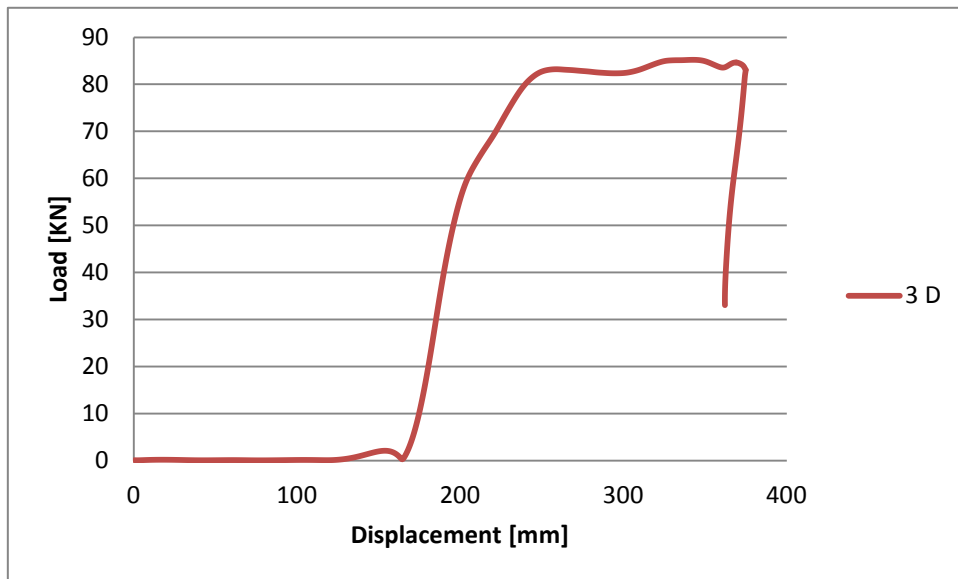
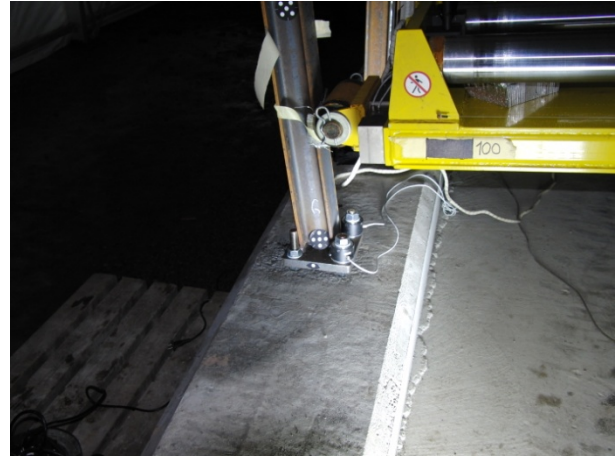
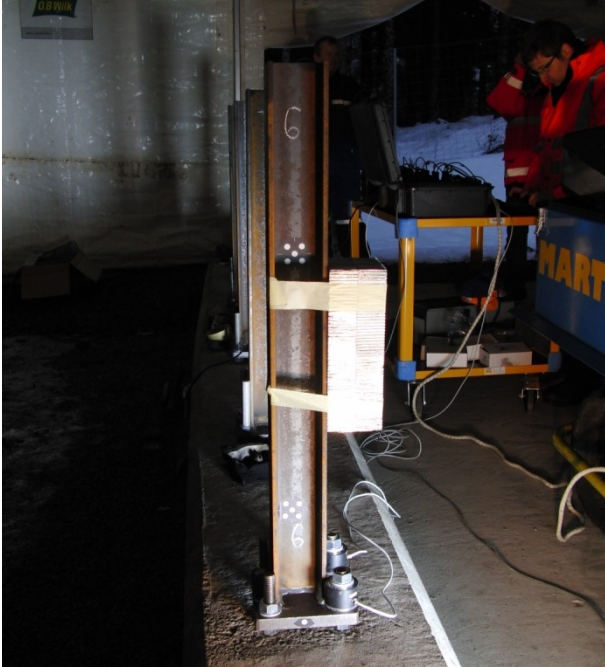
The post react with a maximum load of 85.9 kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 200mm.

Post 2Db



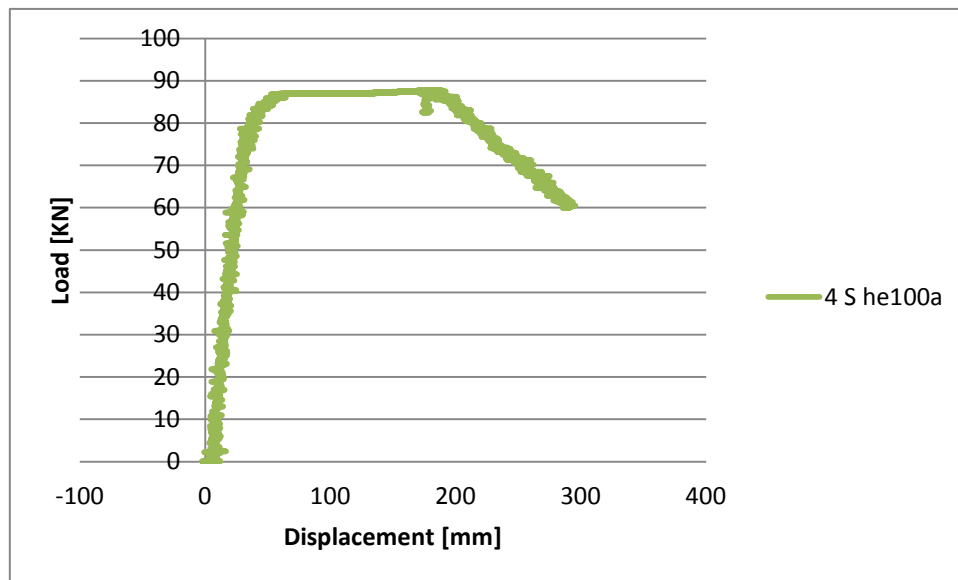
The post react with a maximum load of 85.6 kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 300mm. In this test the weld at the base of the post break and then the energy absorbed during the test was less than post 2Da.

Post 3D



The post react with a maximum load of 85.2 kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 200mm

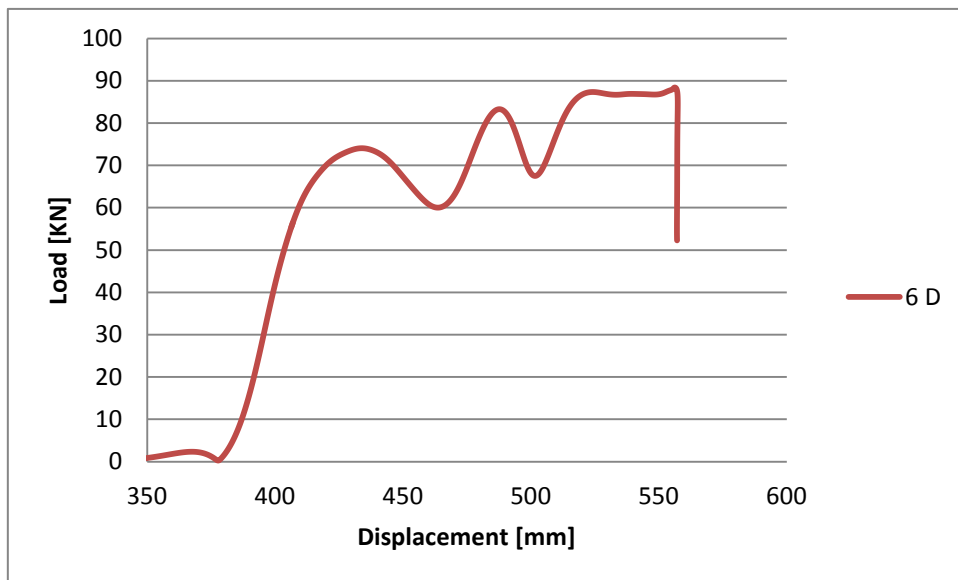
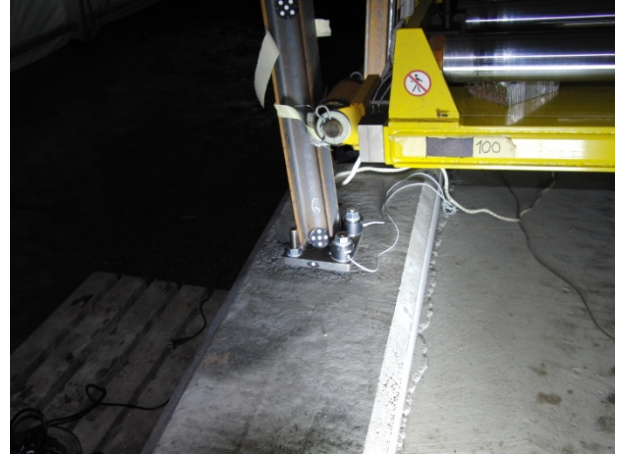
Post 4S



The post react at the quasi-static push with a maximum load of 86.9 kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 300mm. The post used during this test was HE100A

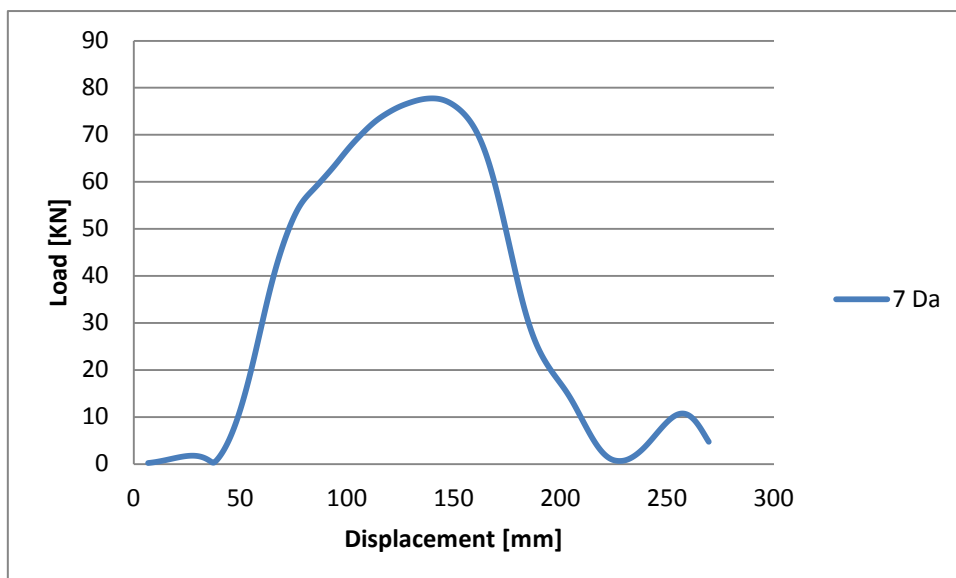
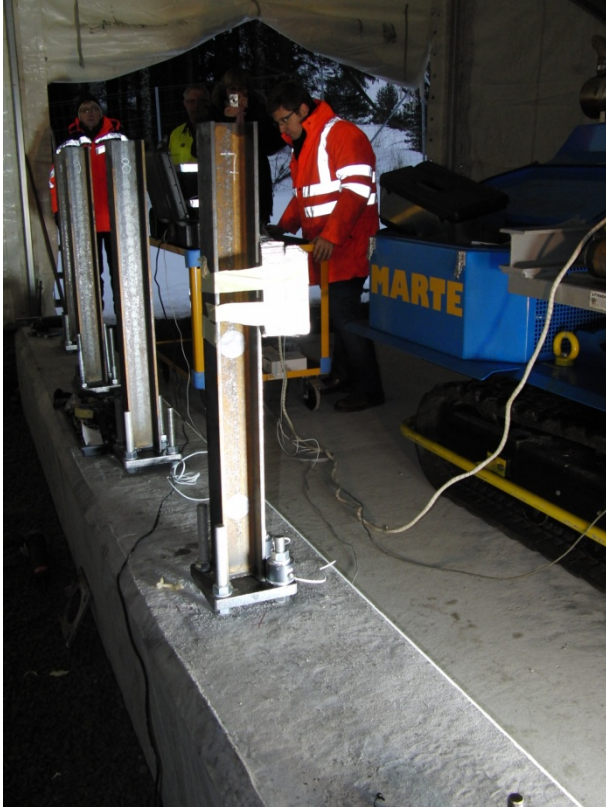
The data of the test 4Saa e 4Sbb (HE100B) were affected by the movement of MARTE and the posts did not bend considerably. So a static test on a different type of post was performed.

Post 6D



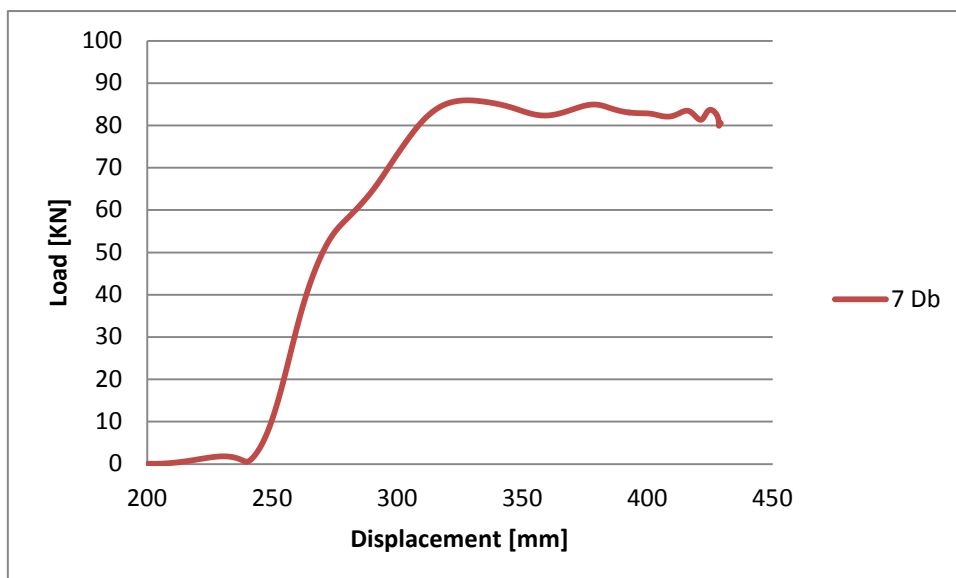
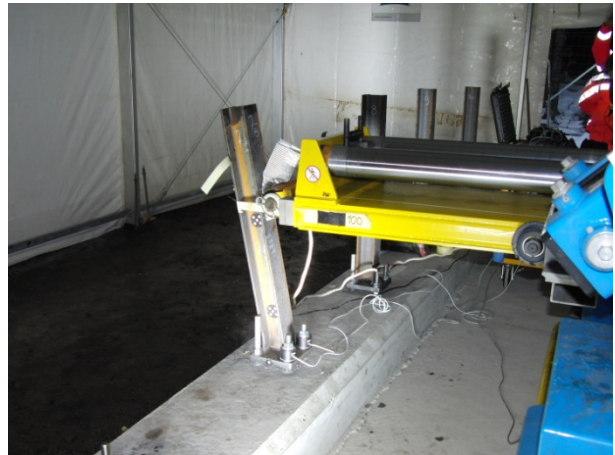
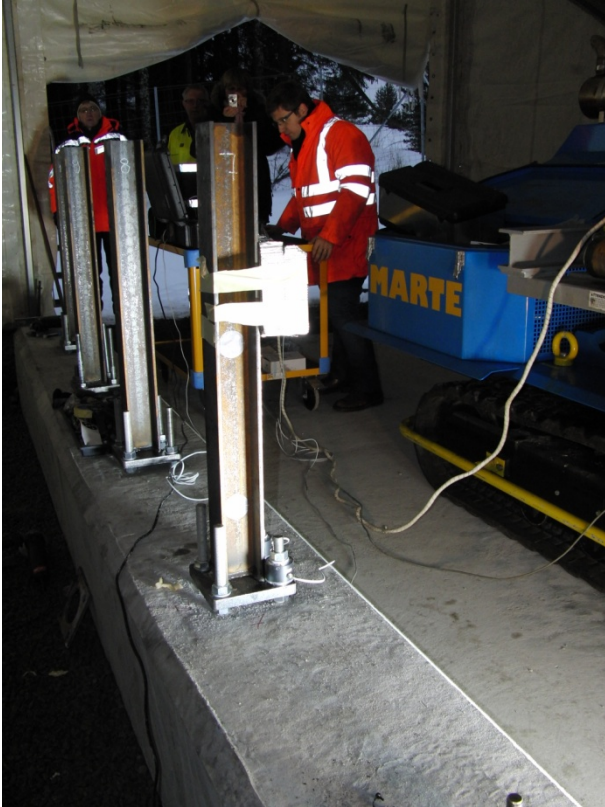
The post react with a maximum load of 86.9 kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 200mm.

Post 7aD



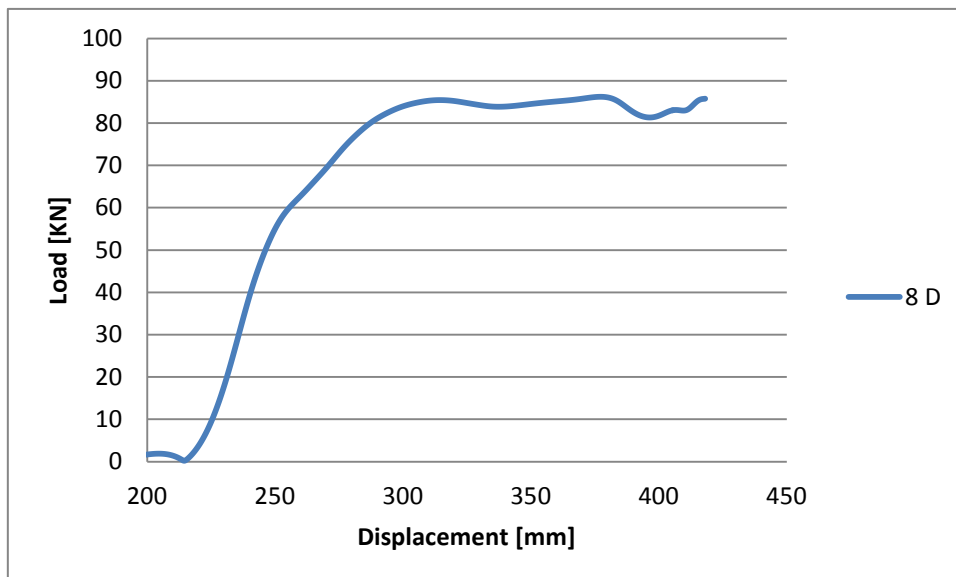
The post react with a maximum load of 77.69 kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 200mm In this test the weld at the base of the post break.

Post 7bD



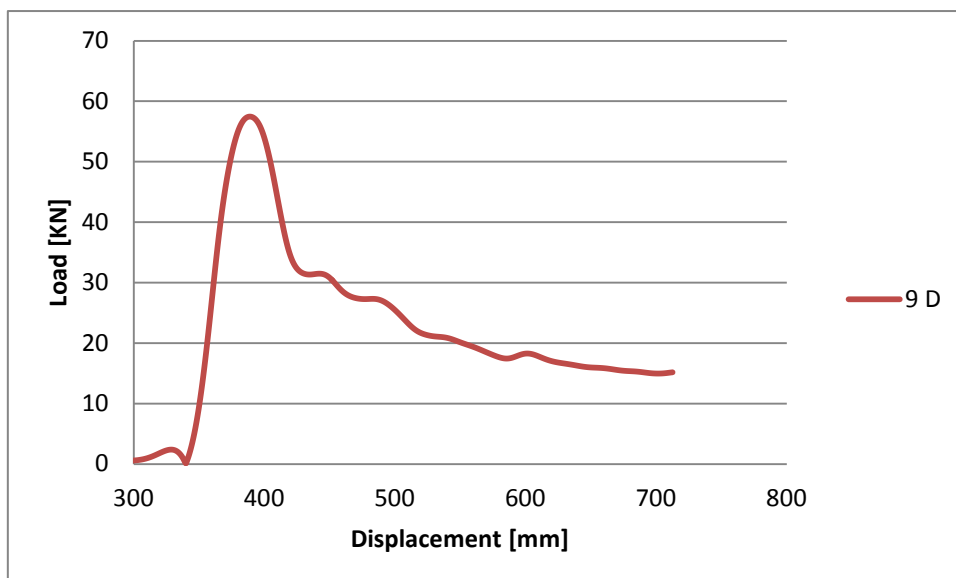
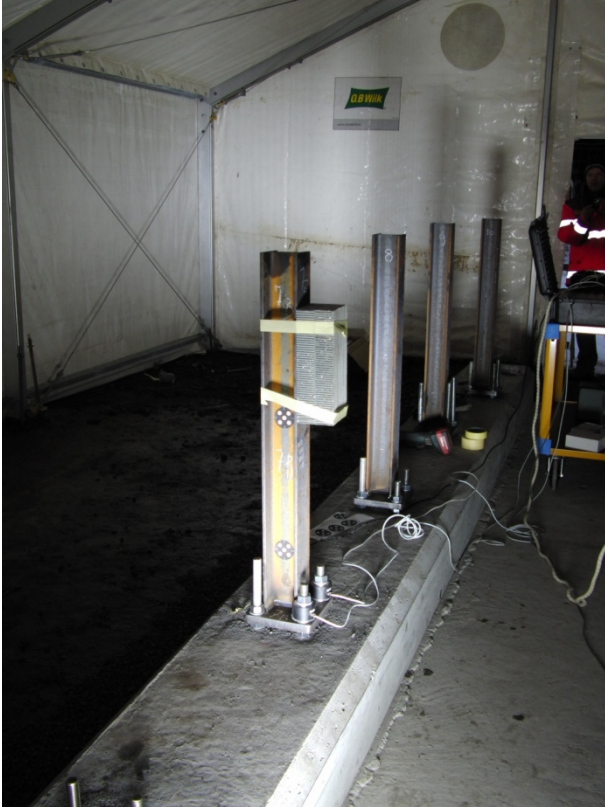
The post react with a maximum load of 85.92 kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 200mm In this test the weld at the base of the post did not tbreak.

Post 8D



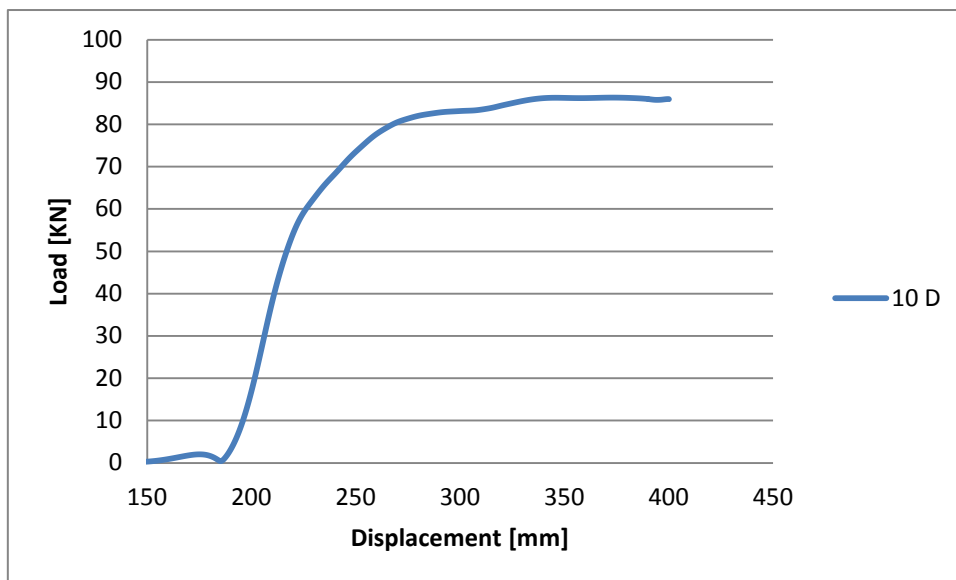
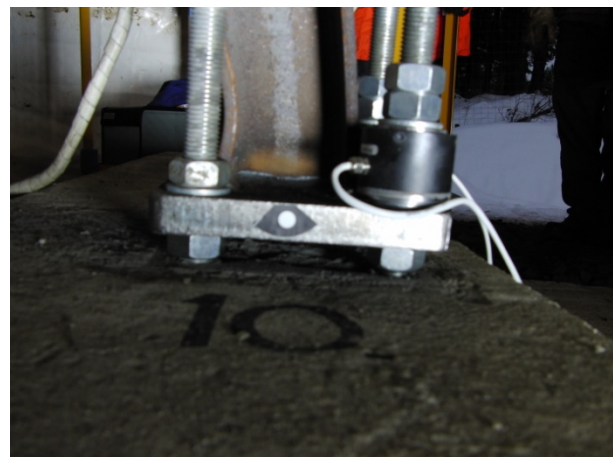
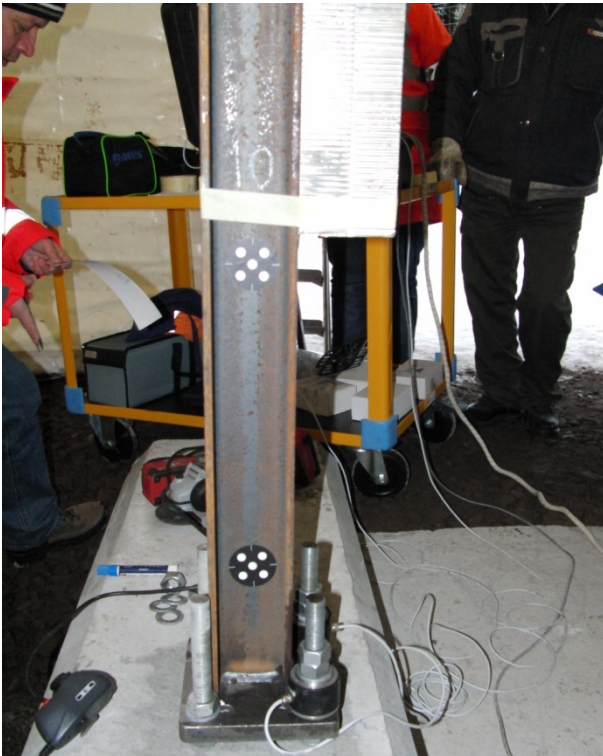
The post react with a maximum load of 85.1kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 200mm.

Post 9D



The post react with a maximum load of 56.9kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 350mm. During this test the anchorage of the post break out of the concrete ant this caused the load-displacement curve to have a first rise of the load and, when occur the break, the load rapidly decrease.

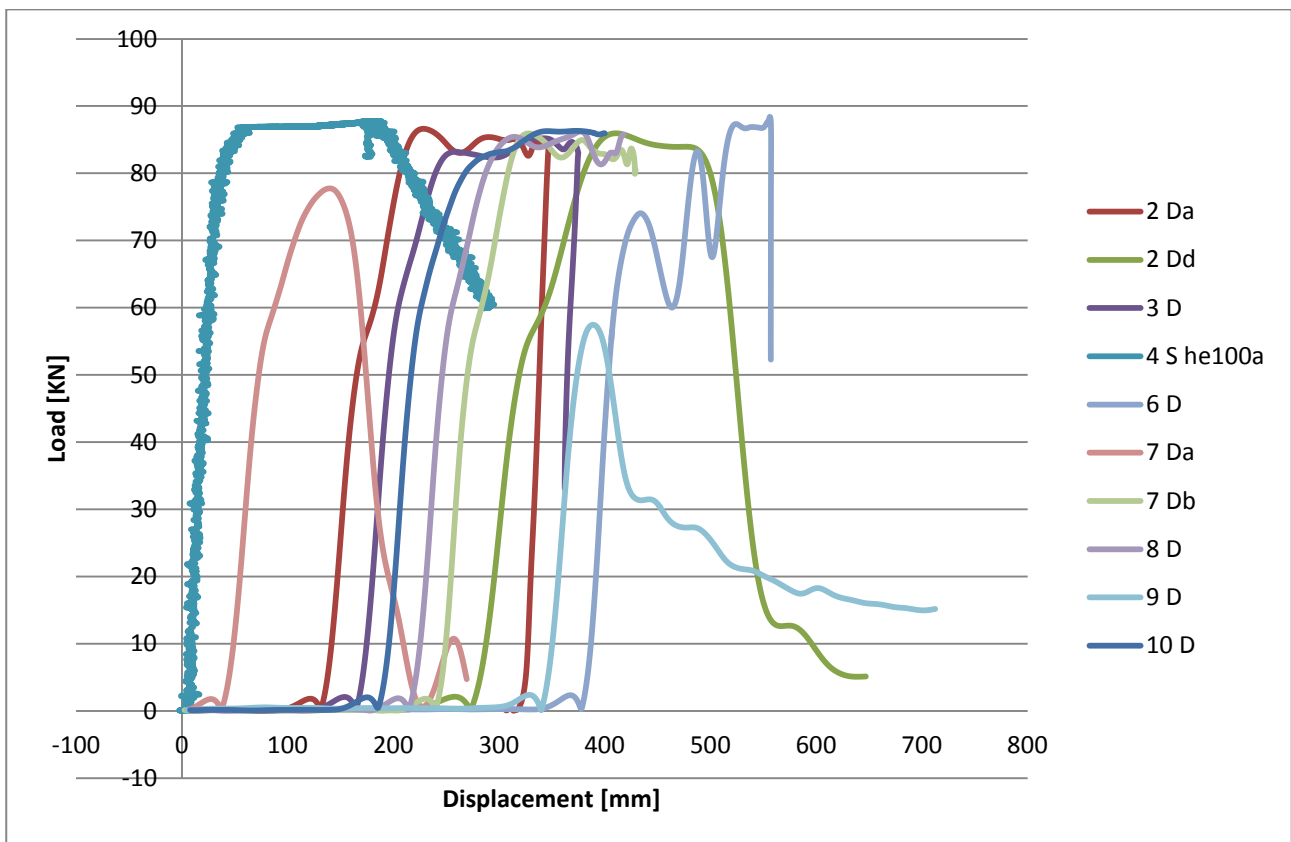
Post 10D



The post react with a maximum load of 86.2kN and the displacement, from the beginning of the increment of the load are nearly 200mm.

2 Comment

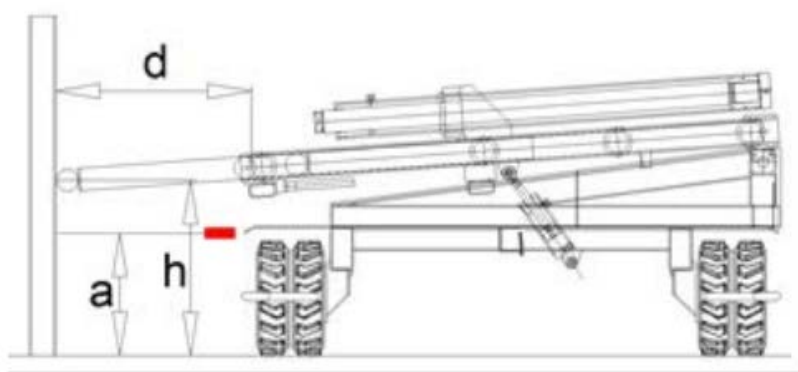
Almost all type of the post anchorage react in the same way, except the test 9D, where the anchorage came out of the concrete. For the test 2Da and 7aD, where the weld at the base of the post break, it can't be told that the anchorage was good or not, but the level of the load reached were similar to the other test performed.



Due to an electrical malfunction some results are not completely reliable to make a proper design of the anchorage. Other tests were carried out at laboratory LaST of Politecnico di Milano, in order to have all the results reliable for the purpose requested.

3 Test at LaST

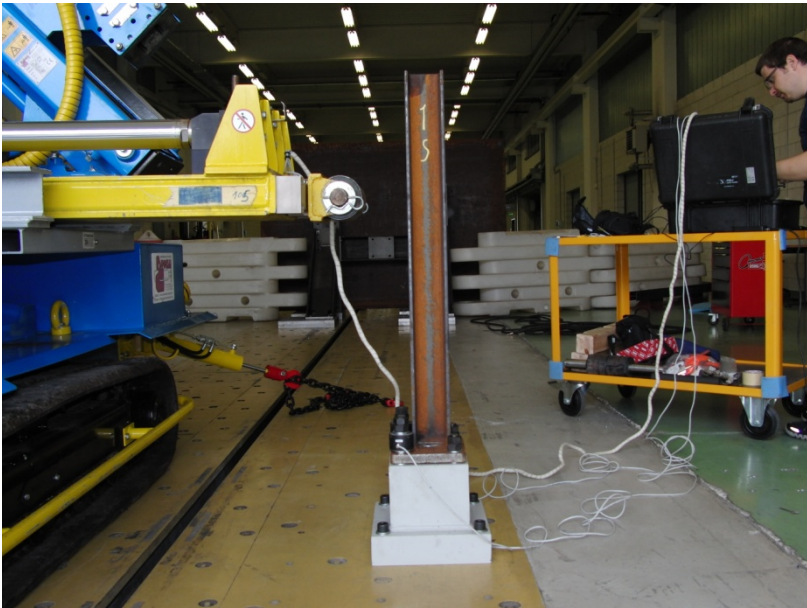
The test were performed on post HE100B bolted with 4 M24 bolt and tested with the machinery MARTE. The characteristics of the test are shown in figure 1 and table 1

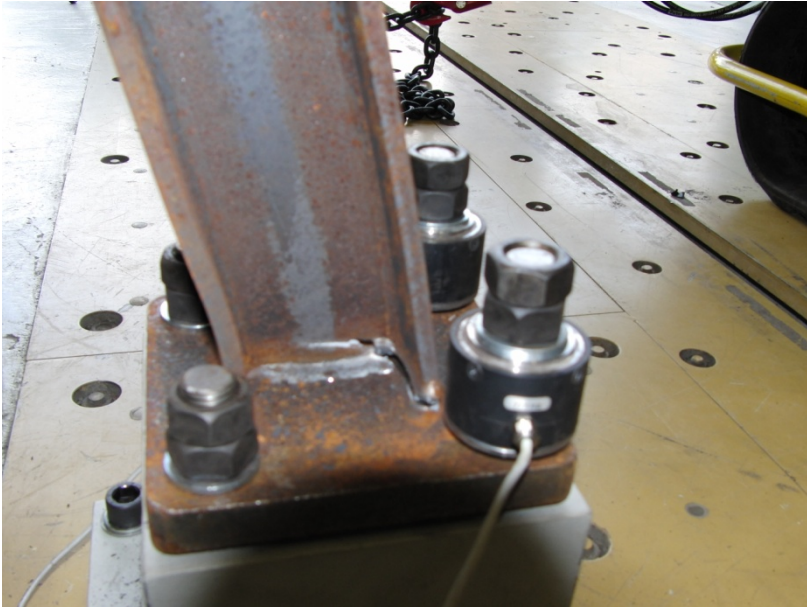


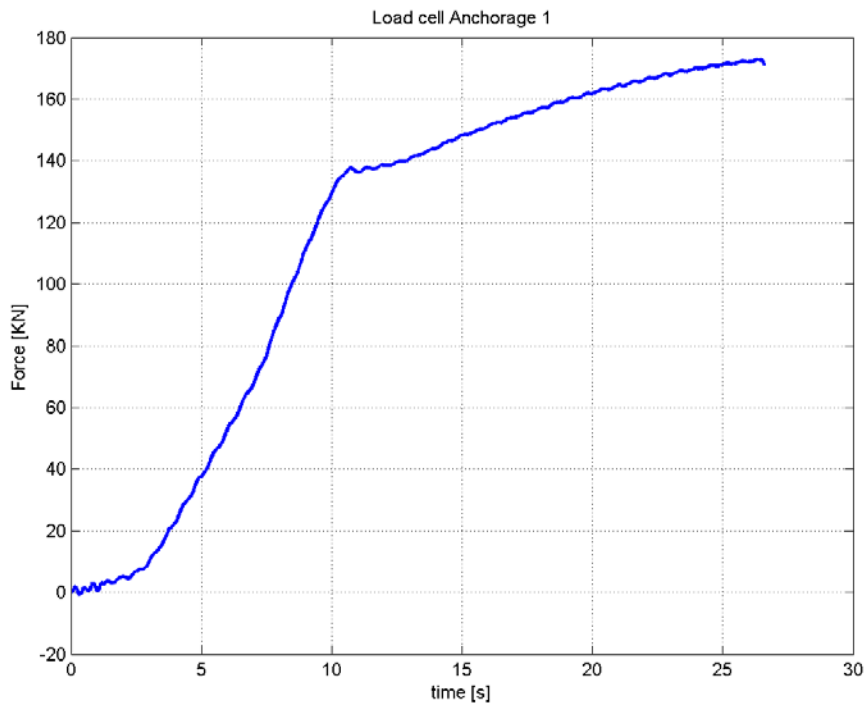
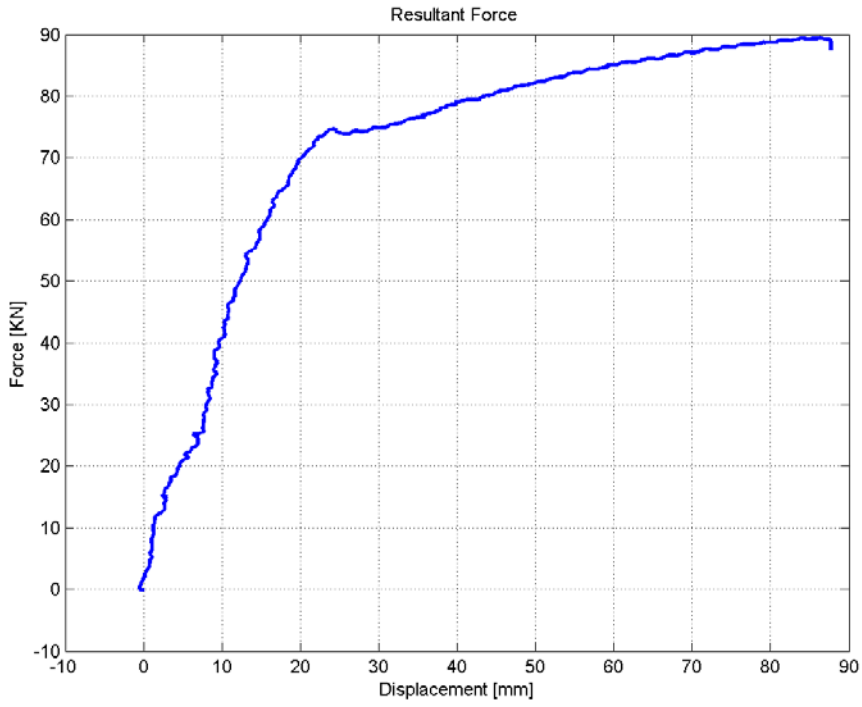
Test	Type	D [cm]	H [cm]	A [cm]	P [bar]
1S	Static	90	70	70	0
2D	Dynamic	90	70	70	12
3D	Dynamic	90	70	70	12
4D	Dynamic	90	70	70	12
5S	Static	90	70	70	0

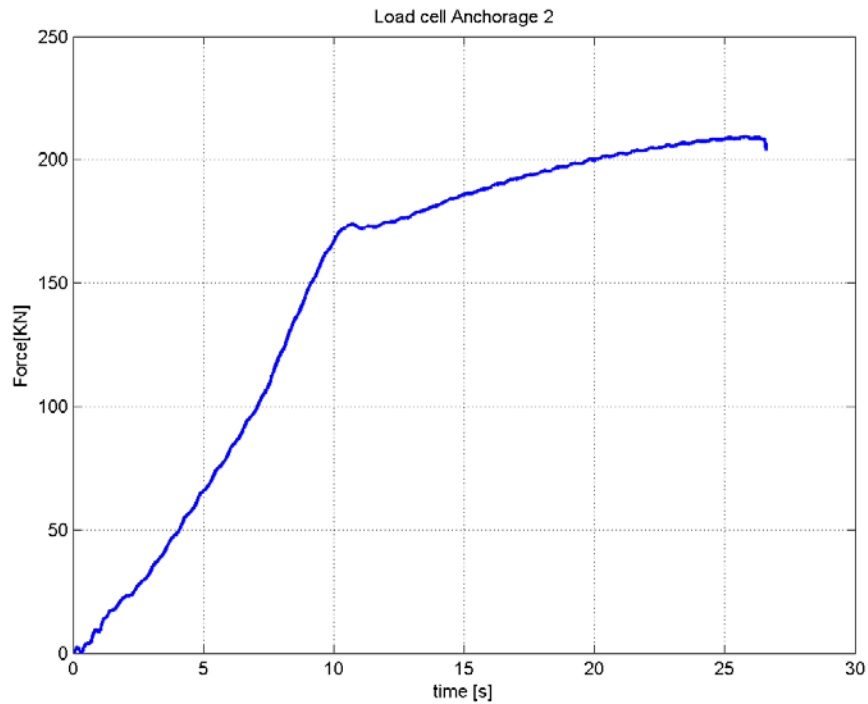
The data that was collected are the force and displacement of the pushing point of the post and the load transmitted by the post to the anchorage with 2 anular load cell installed on the 2 frontal bolt of the anchorage.

Post 1



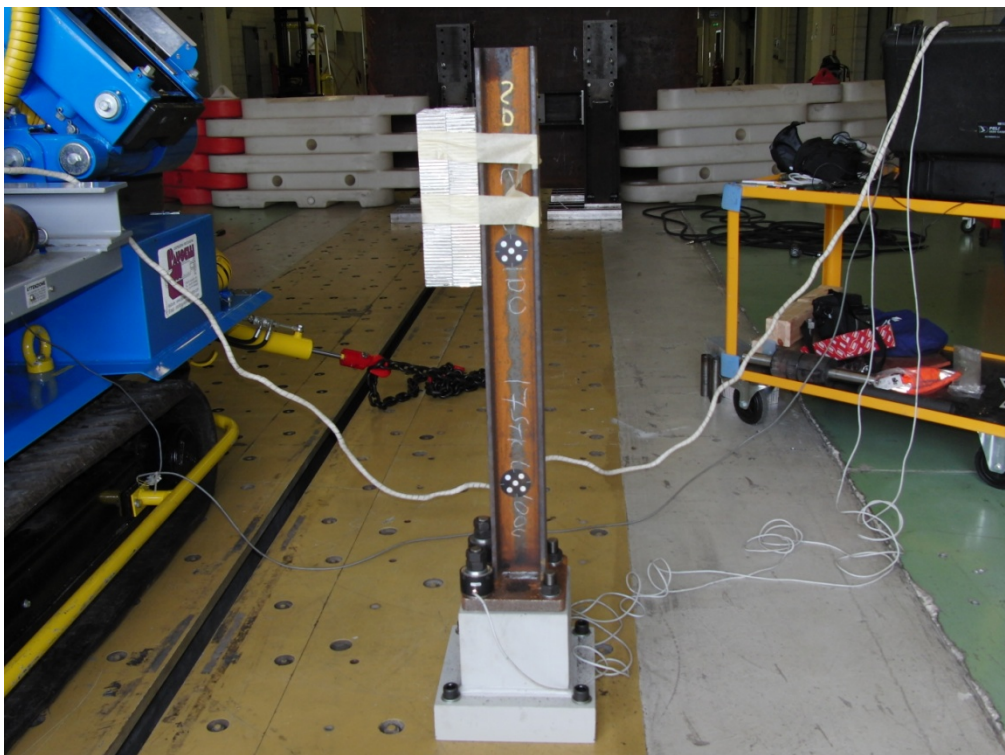




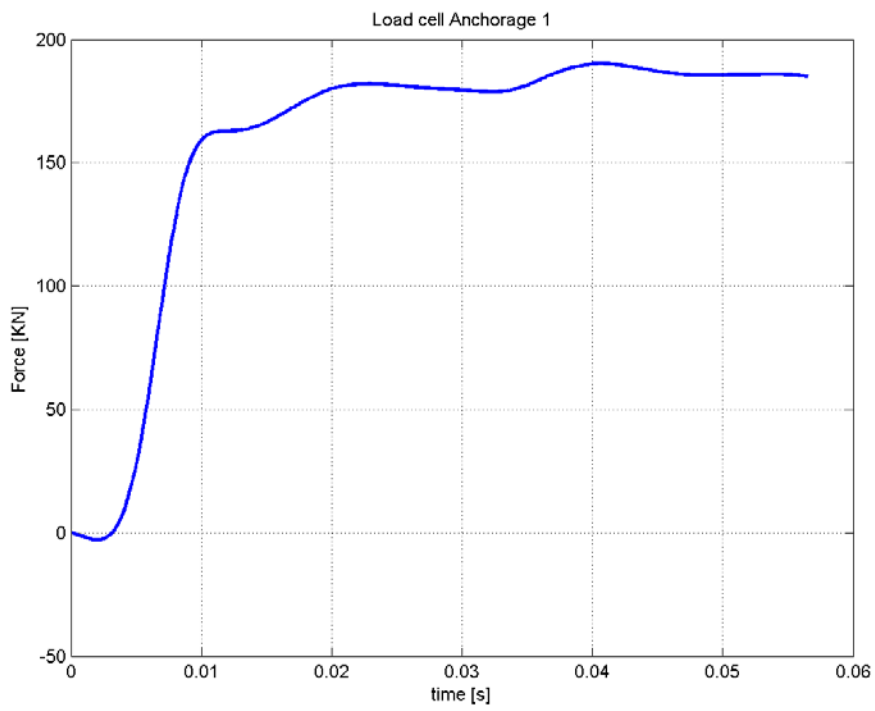
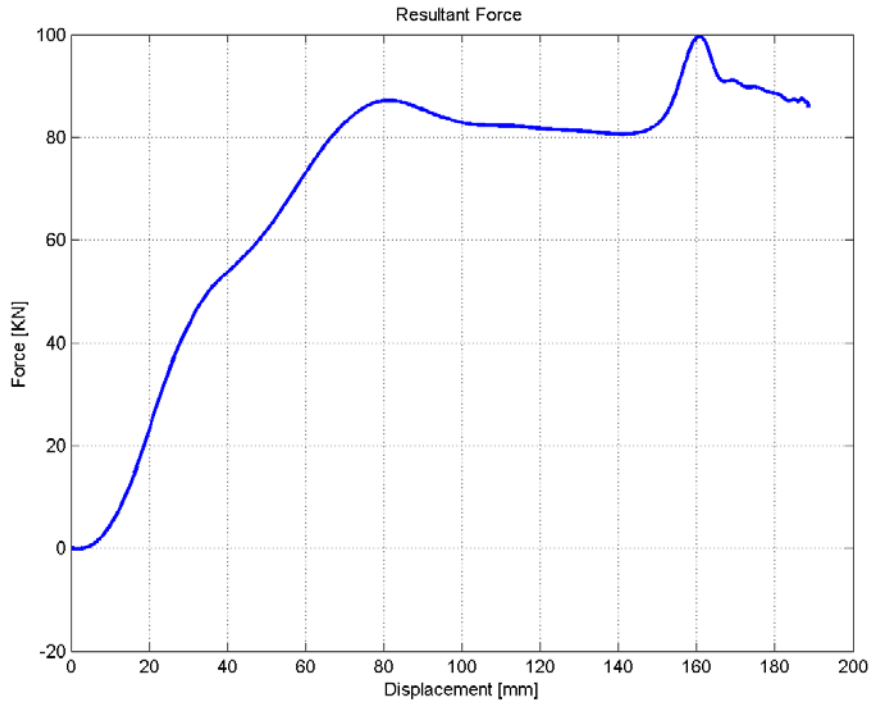


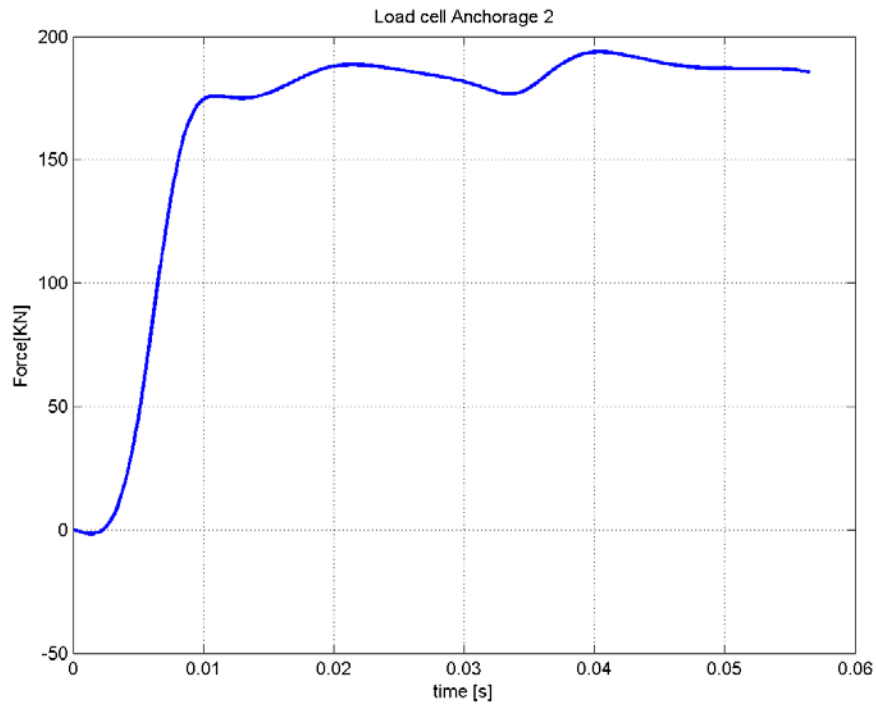
In this test, the weld at the base of the post broke and load reach almost 90 kN. The load cell, installed on the bolt reach the load of 190 kN of mean value.

POST 2



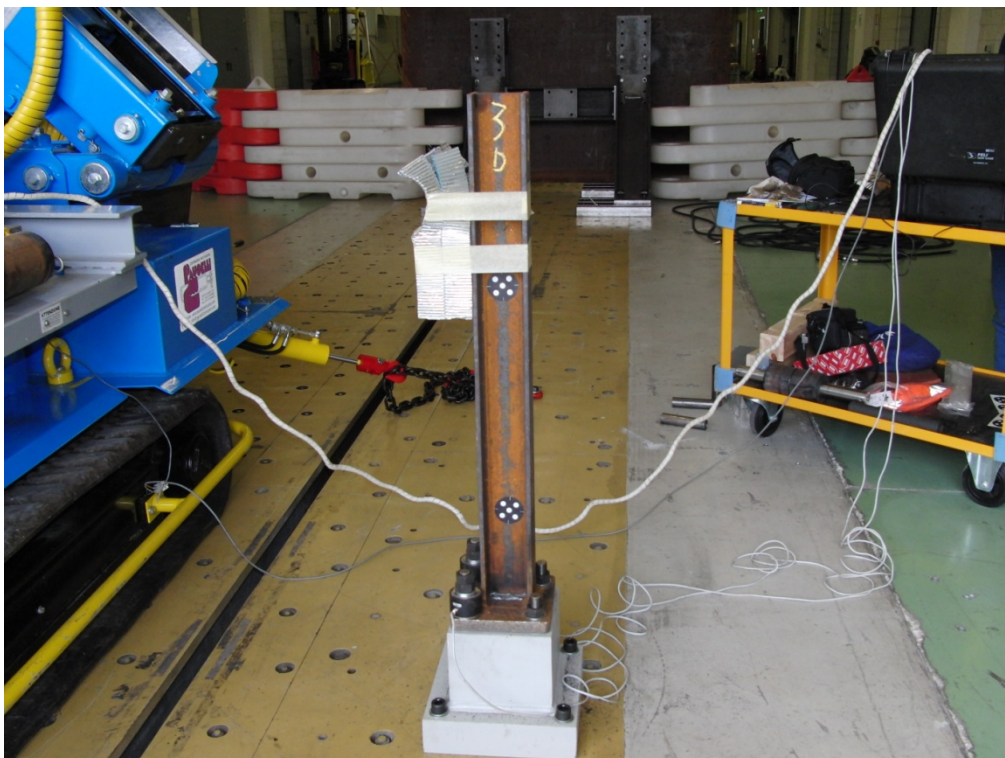


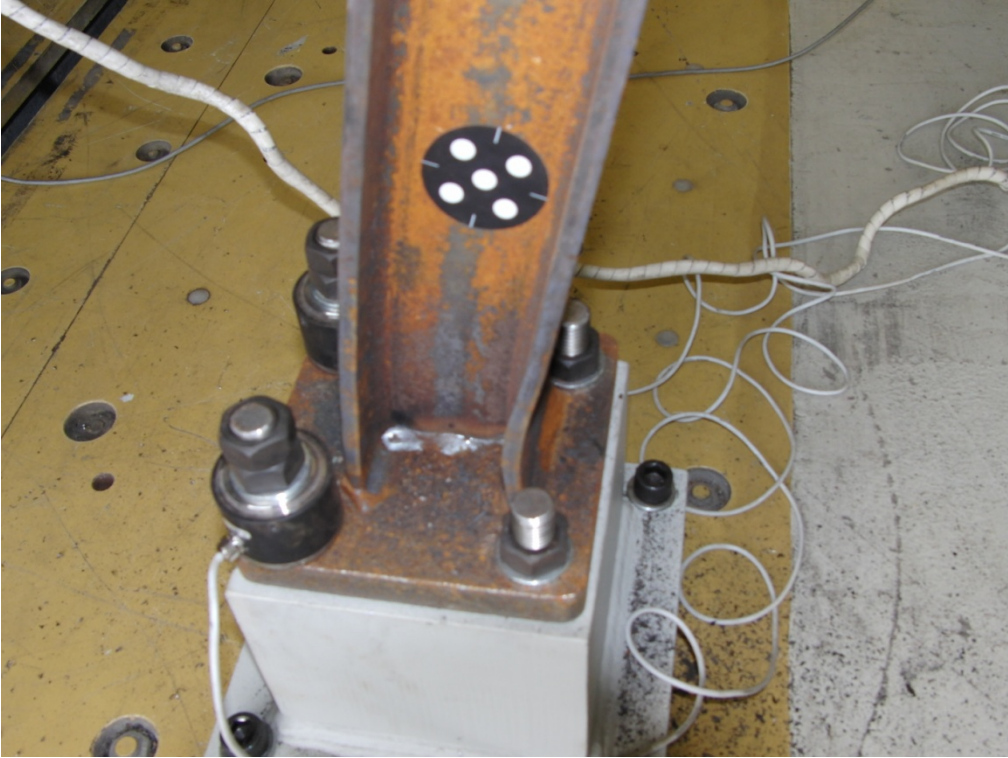


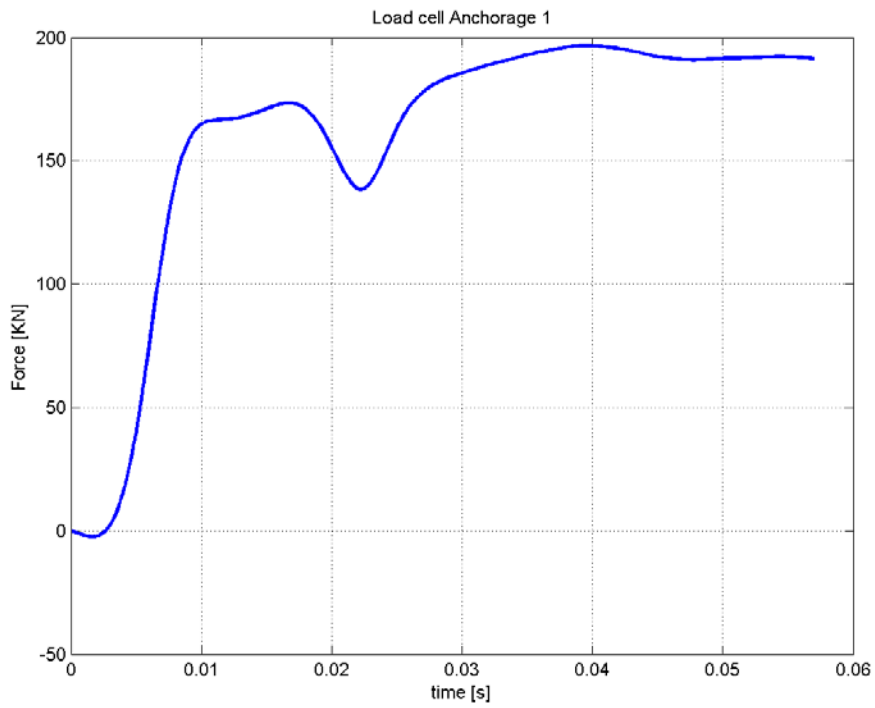
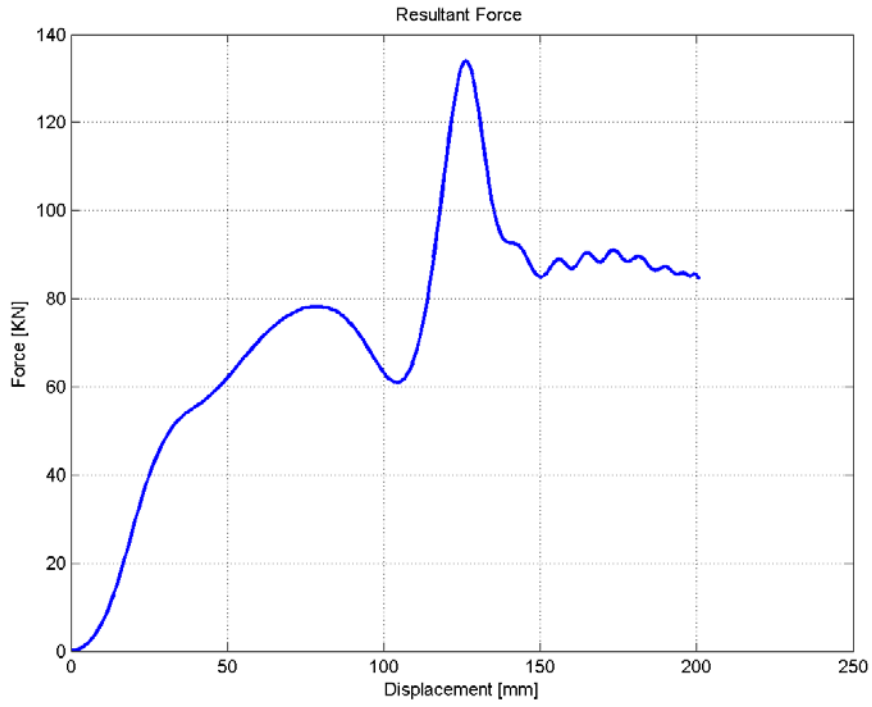


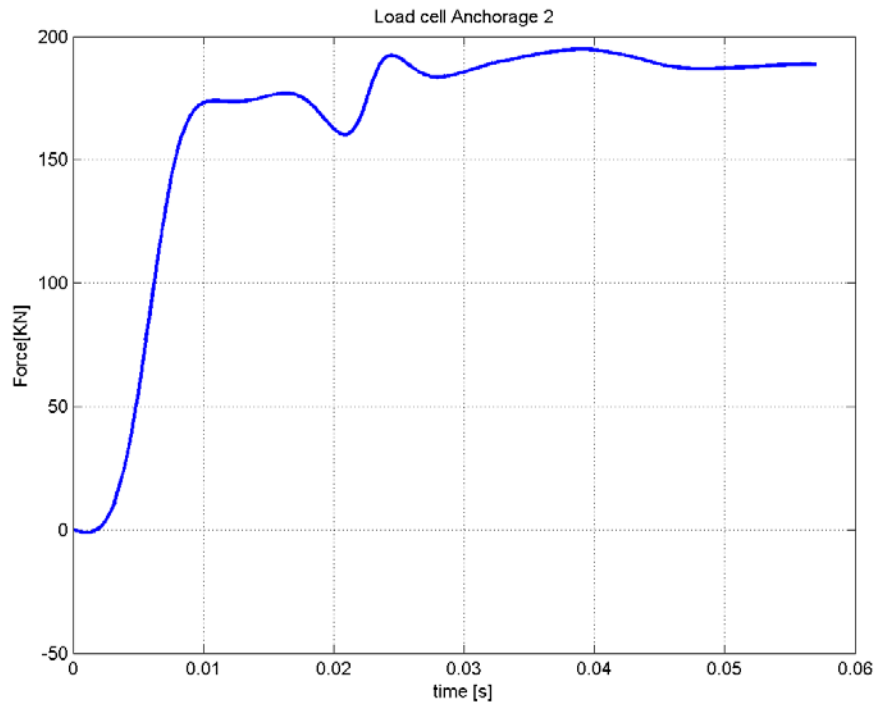
In this test, the post bend load reach almost 87.5kN before of the peak due to the end of the movement of the sledge. The load cell, installed on the bolt reach the load of 185kN of mean value.

POST 3



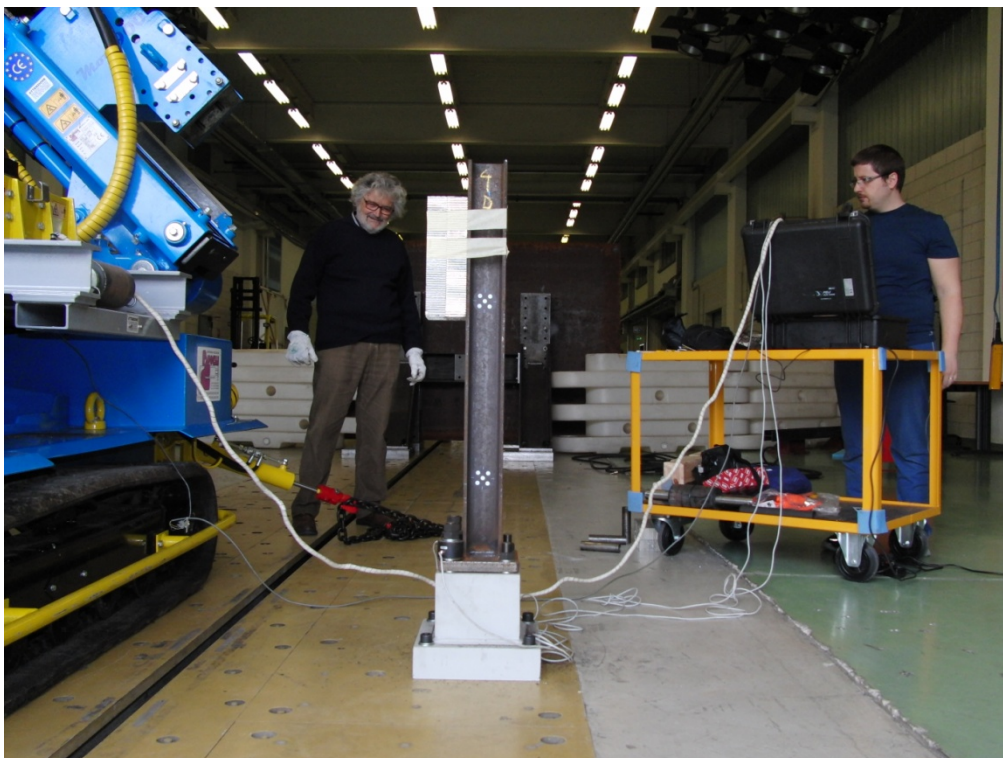


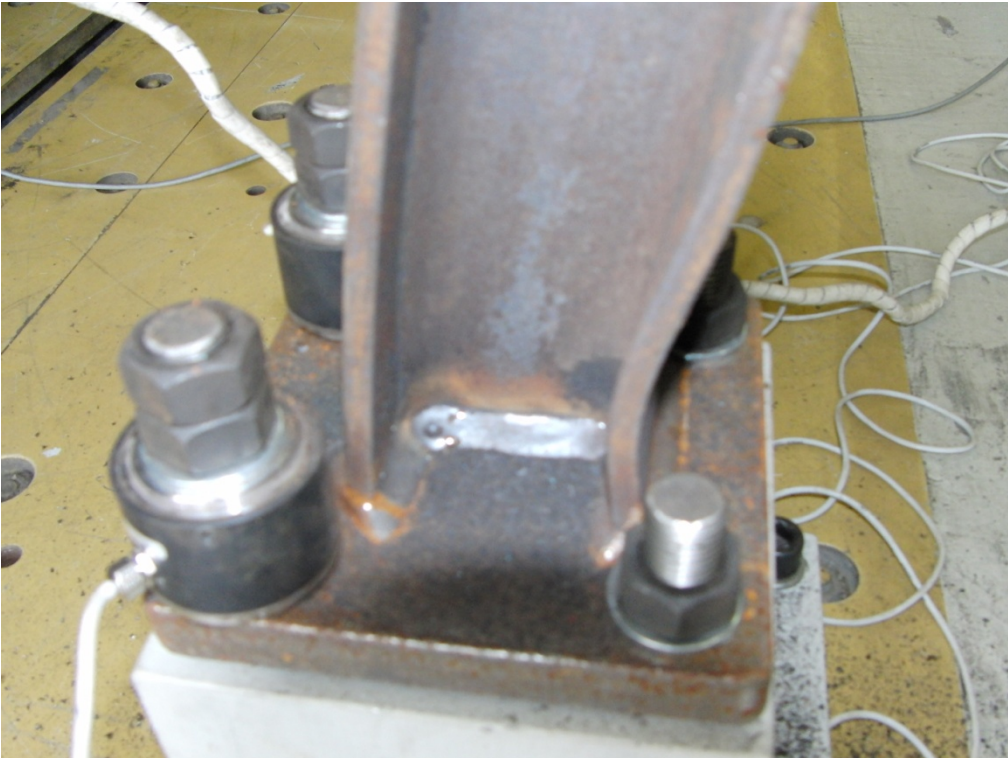
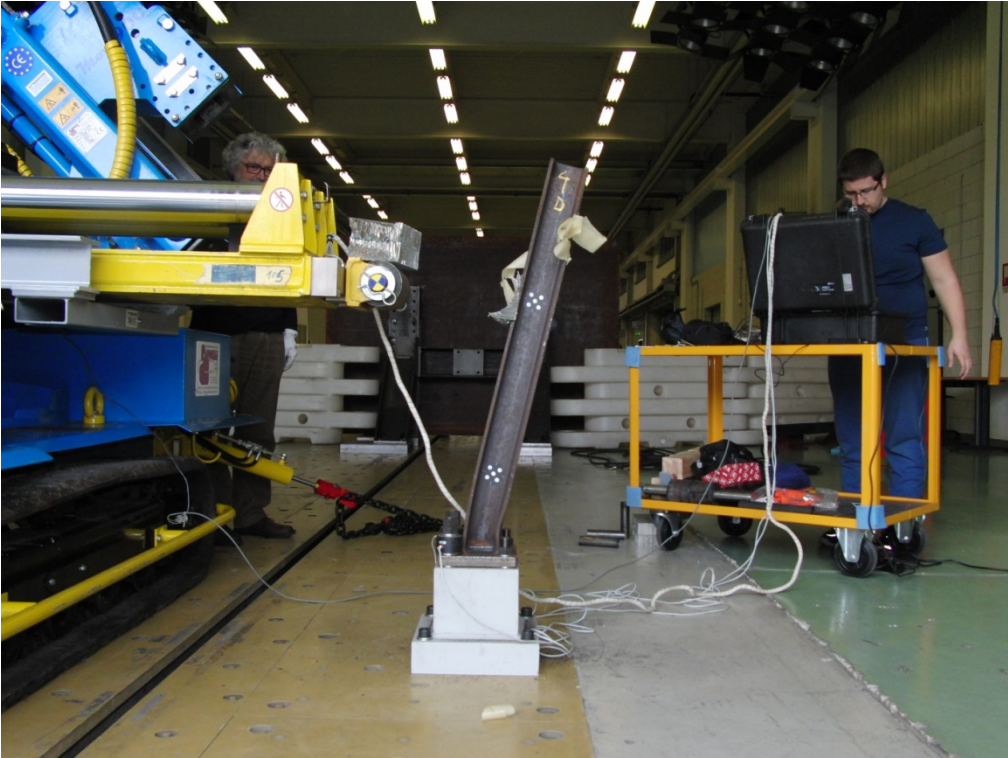


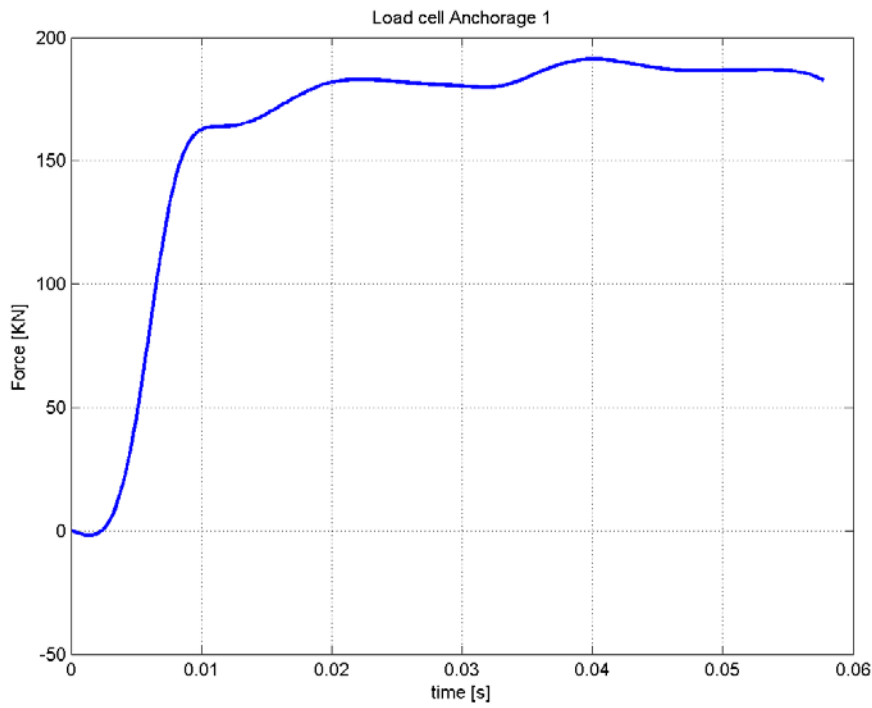
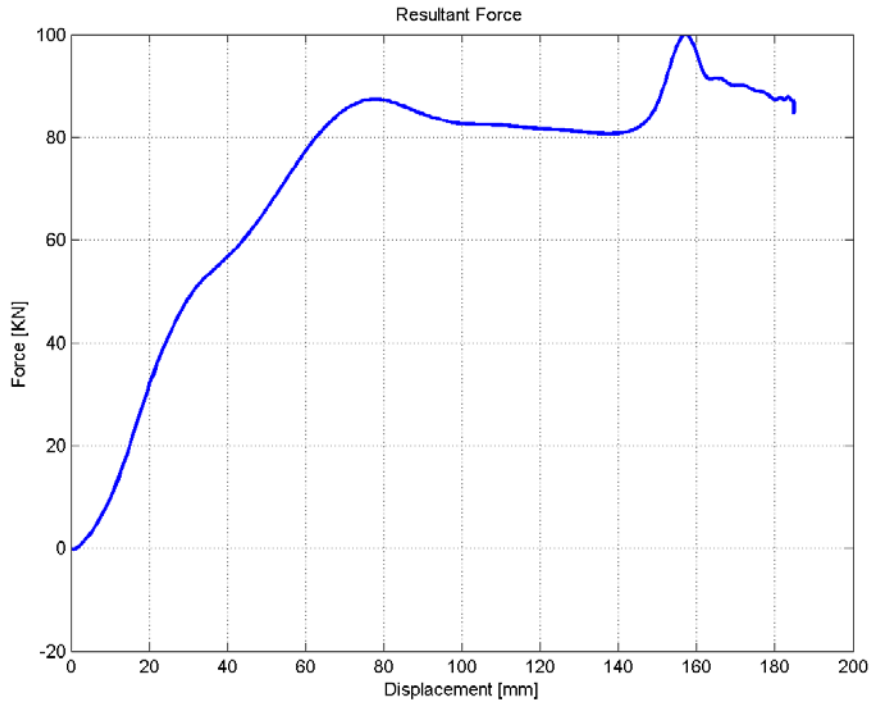


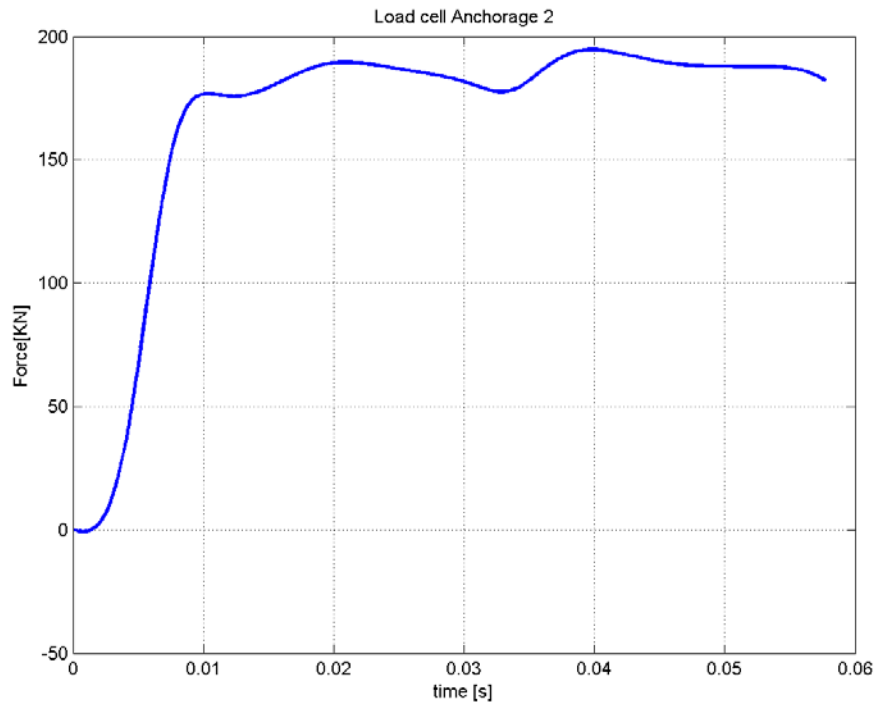
In this test, the post bend load reach almost 86.7kN before of the peak due to the end of the movement of the sledge. The load cell, installed on the bolt reach the load of 187kN of mean value.

POST 4



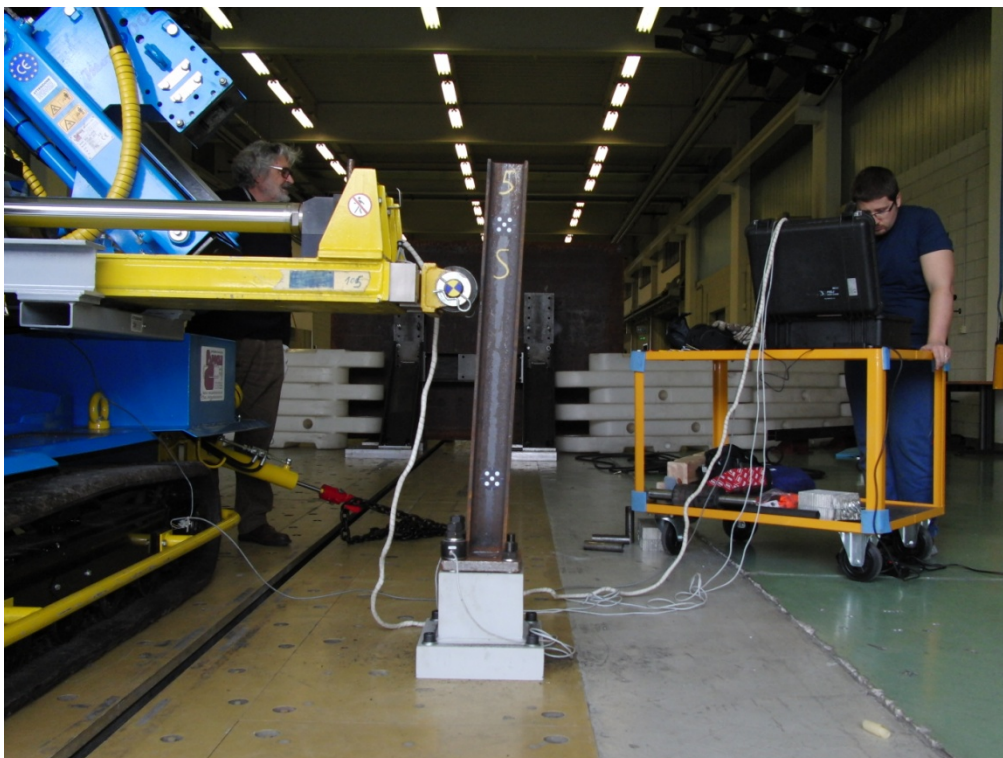




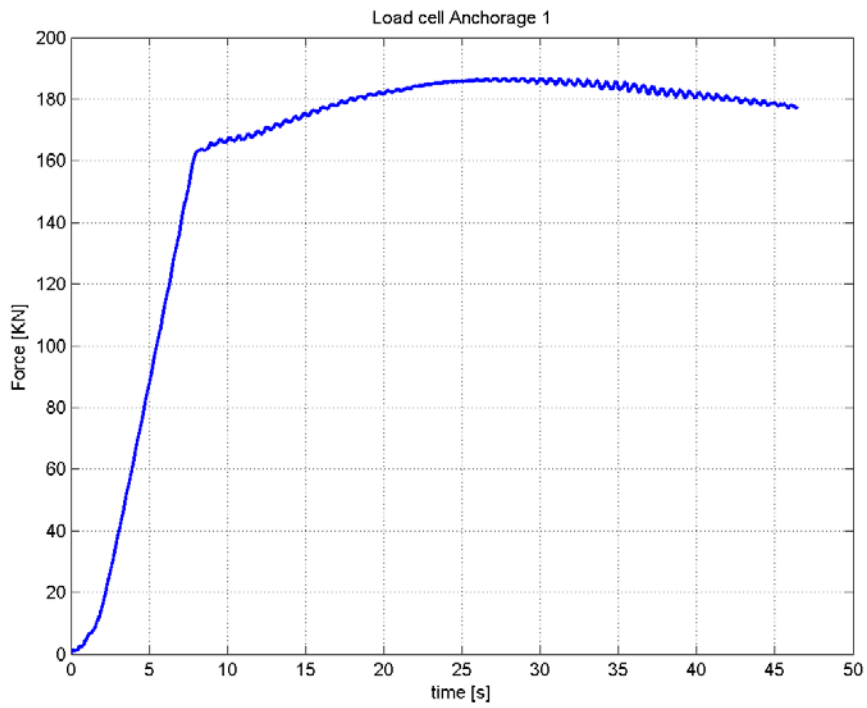
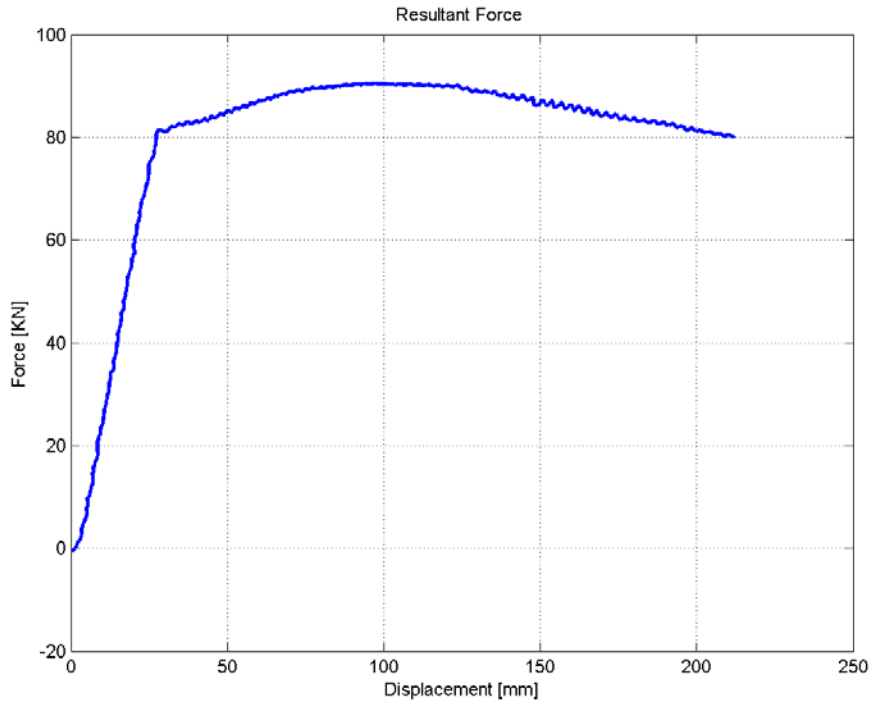


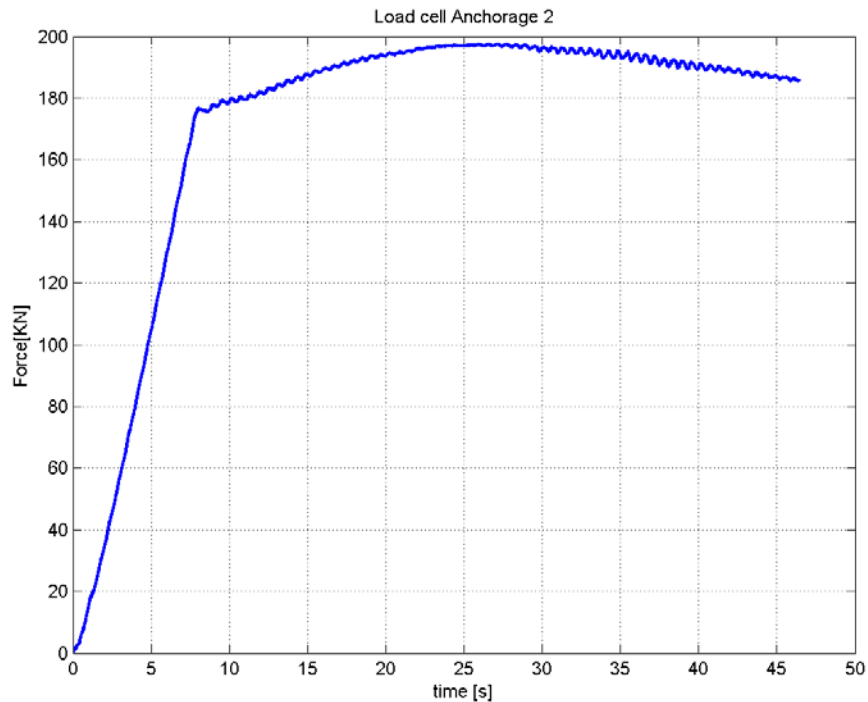
In this test, the post bend load reach almost 88.7kN before of the peak due to the end of the movement of the sledge. The load cell, installed on the bolt reach the load of 196kN of mean value.

POST 5









In this test, the post bend load reach almost 90.1kN before of the peak due to the end of the movement of the sledge. The load cell, installed on the bolt reach the load of 189.8 kN of mean value.

4 Discussion

The aim of the test was to reveal the load pass by the post to the anchorage and this was made possible by the application of the load cell to the frontal bolt of the anchorage.

The result is in accordance with the momentum balance and the anchorage did not show broken part.

POST	Load cell plateau [kN]	Anchorage plateau [kN]
1 S*	89.6	191
2 D	87.5	185
3 D	86.7	187
4 D	88.7	196
5 S	90.1	189

5 Final conclusion

The aim of the test was to reveal the load pass by the post to the anchorage and this was made possible by the application of the load cell to the frontal bolt of the anchorage.

the last test carried out at the laboratory LaST, confirmed that the response to the load applied by the machine MARTE, reflect the performance of the homologous tests carried out in Norway, but allowing the complete time-history of the load that pass through the anchorage.

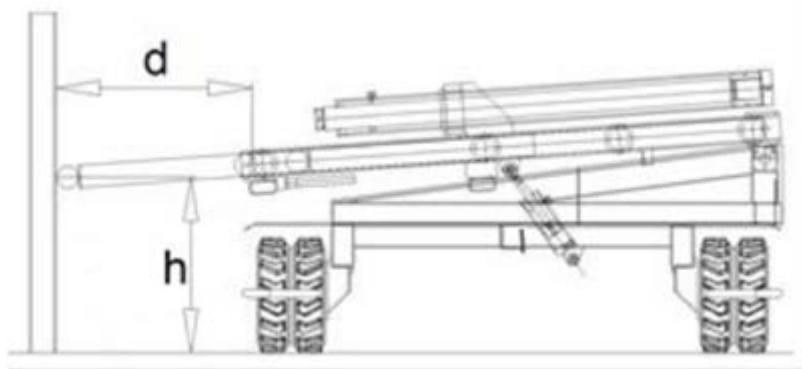


Report of test on post n.9 with chemical anchorage

Test was performed, on 17th of December 2012 at Bjorchelangen facilities, on several posts anchored in different ways to a concrete bridge deck curb. The posts were numbered from 1 to 10.

This Report refers the results of a dynamic test performed on post n. 9. The post was a profile HE100B welded to a base plate fixed with 4 M24 threaded rods. The threaded rods were anchored to the concrete of the curb with chemical anchorages.

1 Test



Test	Type	H [cm]	D [cm]	P [bar]	Note
9D	Dynamic	70	100	12	Anchorage failure

Figure 1 – Test conditions

Figure 1 reports the test conditions. The quantity h is the height of the impact point on the base of the post. The distance d is the stroke used to accelerate the sled before impacting the post: with the stroke of 100 cm and the pressure of 12 bar, the velocity of the sled at impact was slightly over 8 m/s.

During the test the following measurements were taken, with the rate of 10000 samples per second:

- Traction forces on the two anchorage bolts in front of the post.
- Force on the hammer parallel to the motion of the sled
- Force on the hammer perpendicular to the motion of the sled
- Displacement of the sled

Figure 2 shows a typical installation (post n. 6). The two load cells on the anchorage bolts can be seen on the post plate: the two bolts were numbered 1 and 2, 1 being the one on the right (the farthest in figure 2).

The aluminium honeycomb attached to the post at the height of impact is used to reduce the violence of the impact and the consequent unwanted strong oscillations of the post.

The two component of the force on the hammer are combined to compute the resultant force; the latter is considered to be perpendicular to post axis, due to the fact that the sled is pushing the post with a roller that can rotate on a horizontal axis.



Figure 2 – Test installation

Figure 3 shows the post anchorages after the test. Both chemical anchorages failed and were pulled out of the curb with some damage on the upper part of the concrete.

The maximum bending moment was not enough to cause any permanent bending of the post.



Figure 3 – Failure of the chemical anchorages

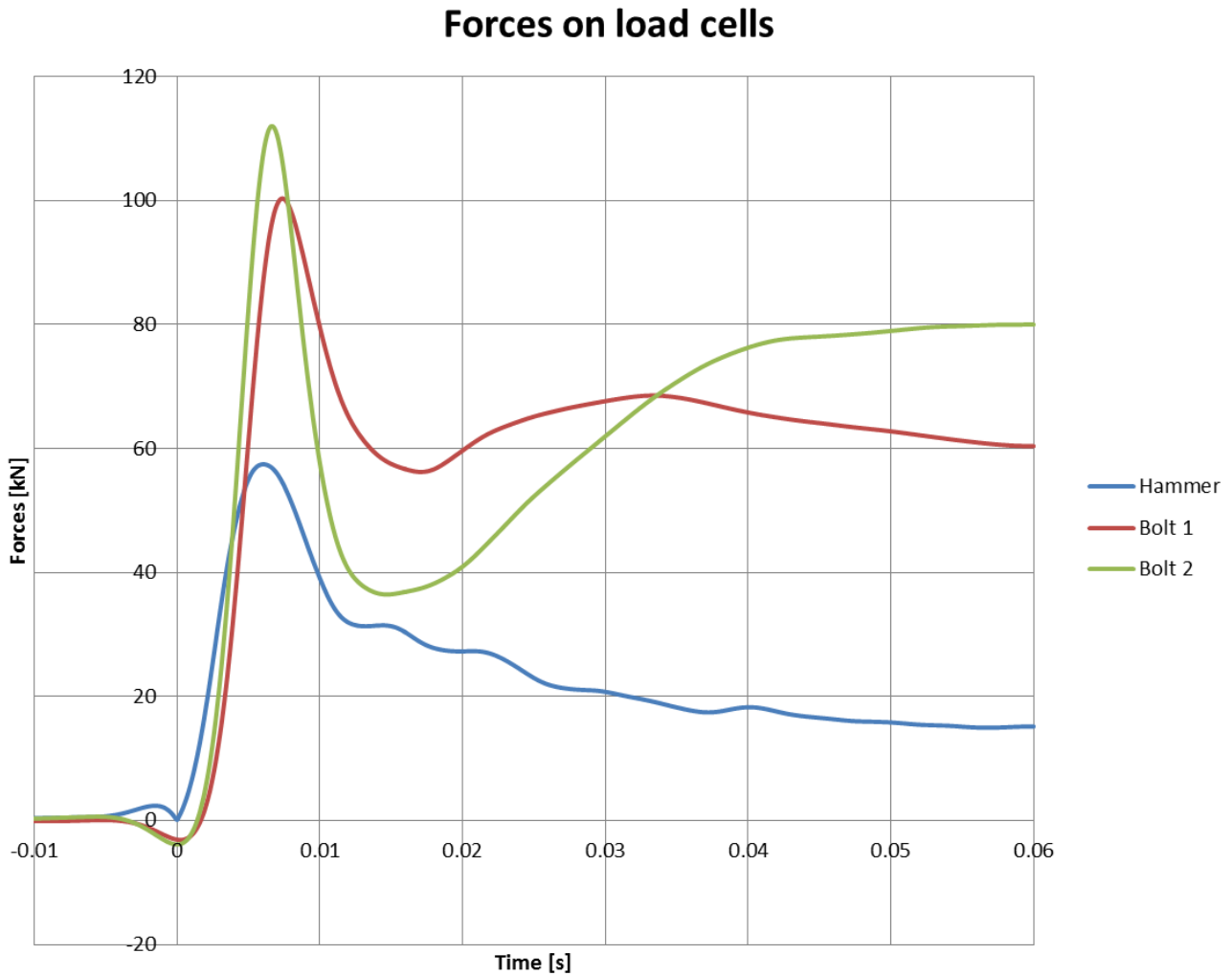


Figure 4 – Forces vs time

Figure 4 shows the resultant force on the hammer and the pull force on the two front bolts vs time. All measurements were filtered with CFC 60, in accordance to SAE J211.

The shape close to time zero, showing non-zero forces before the impact, is not real, but a mere consequence of the filtering.

The maximum forces on the bolts are 100.3 kN on bolt n.1, 112 kN on bolt n. 2 and 57.5 on the hammer (or on the post at the contact).

Forces on load cells

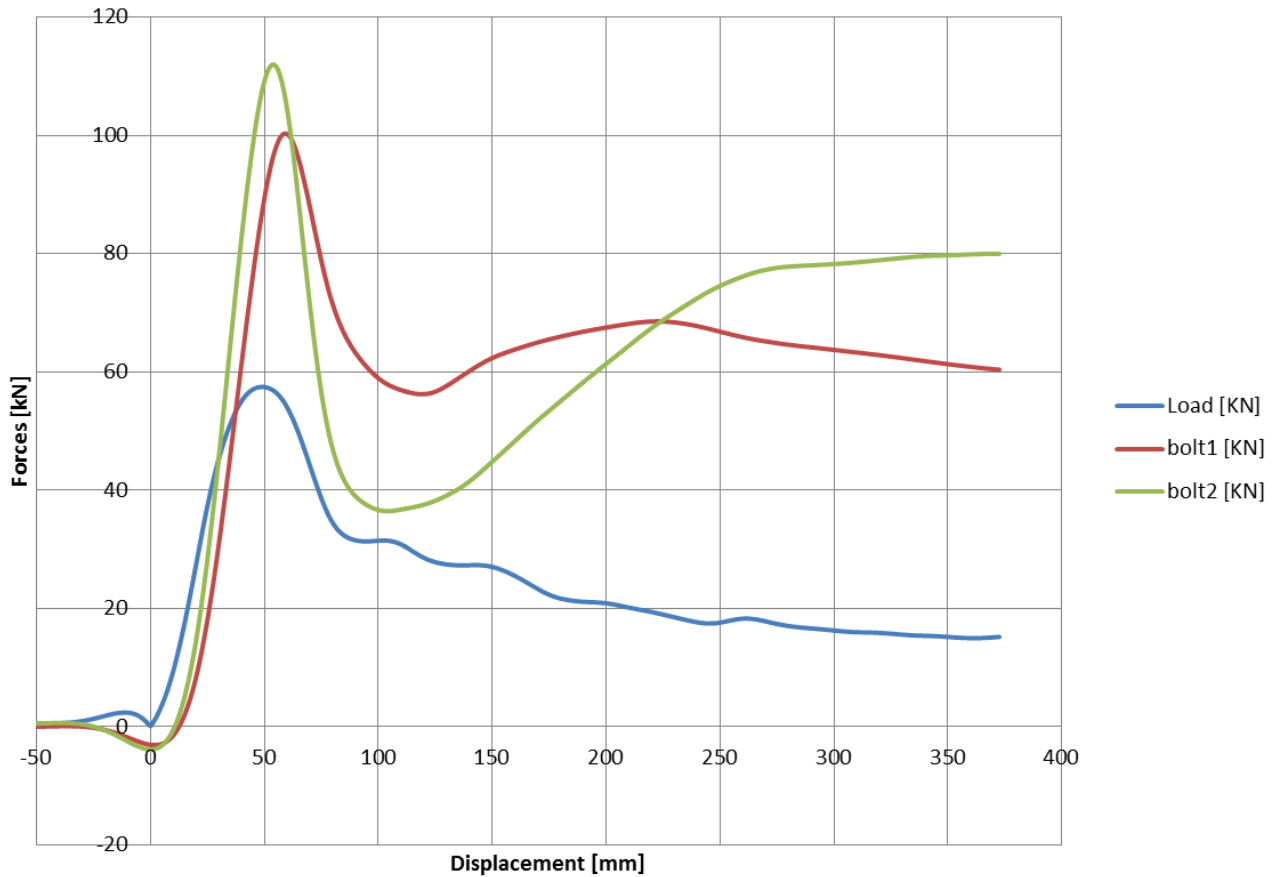


Figure 5 – Forces vs displacement of the force application point

Figure 5 shows the same forces vs the displacement of the sled. The maximum force occurs at a displacement of about 50 mm.

Milano, 20.02.2013

Prof. Vittorio Giavotto

VEDLEGG 2.

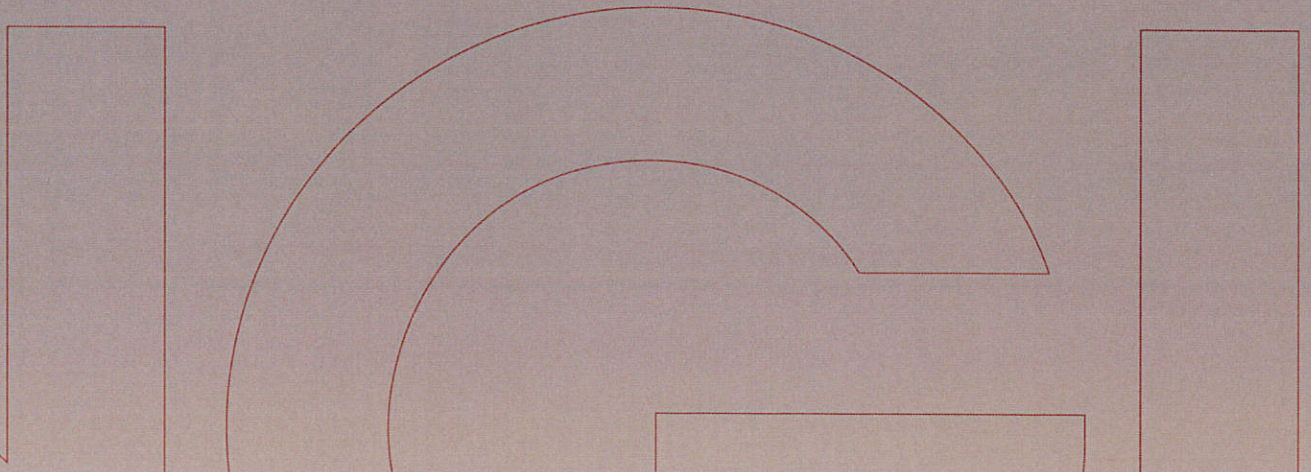


Rapport / Report

Statens Vegvesen - Måling av tøyning for rekkverkstest

Tøyningsmåling på armering ved lasttest av brorekkverksinnfesting

20120904-01-R
14. januar 2013
Rev. nr.: 1 / 26. februar 2013



Ved elektronisk overføring kan ikke konfidensialiteten eller autentisiteten av dette dokumentet garanteres. Adressaten bør vurdere denne risikoen og ta fullt ansvar for bruk av dette dokumentet.

Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag eller til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet må ikke reproduseres eller leveres til tredjemand uten eiers samtykke. Dokumentet må ikke endres uten samtykke fra NGI.

Neither the confidentiality nor the integrity of this document can be guaranteed following electronic transmission. The addressee should consider this risk and take full responsibility for use of this document.

This document shall not be used in parts, or for other purposes than the document was prepared for. The document shall not be copied, in parts or in whole, or be given to a third party without the owner's consent. No changes to the document shall be made without consent from NGI.



Prosjekt

Prosjekt: Statens Vegvesen - Måling av tøyning for rekkverkstest
Dokumenttittel: Tøyningsmåling på armering ved lasttest av brorekkverksinnfesting
Dokumentnr.: 20120904-01-R
Dato: 14. januar 2013
Rev. nr./rev. dato: 1 / 26.februar 2013

Hovedkontor:
Pb. 3930 Ullevål Stadion
0806 Oslo

Avd Trondheim:
Pb. 1230 Sluppen
7462 Trondheim

T 22 02 30 00
F 22 23 04 48

Kontonr 5096 05 01281
Org. nr 958 254 318 MVA

ngi@ngi.no
www.ngi.no

Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: Statens Vegvesen, Vegdirektoratet
Kontaktperson: Bozidar Stankovic
Kontraktreferanse: Epost av 9. november 2012

For NGI

Prosjektleder: Erik Lied
Utarbeidet av: Erik Leid
Kontrollert av: Ralph Omli

Sammendrag

NGI utførte tøyningmålinger, med strekkklapper, på armering i brodekke og kantdrager i forbindelse med Vegdirektoratets lasttest av rekkverksinnfesting på Holtermoen i desember 2012. Denne rapporten dekker data innsamlet av NGI. Resten av testoppsettet forutsettes dokumentert i andre rapporter.

Plassering av strekkklappene var bestemt av Vegdirektoratet. Strekkklappene som ble brukt var 3mm lange og ble limt på armeringsstålet før støping. Spenning i armeringsstålet ble beregnet ut fra stålets elastisitetsmodul og målt tøyning.

De største målte spenningene i armeringsstålet under belastningsforsøkene var på ca 160MPa, godt under dimensjonerende spenning på 425 MPa. Under de statiske lastforsøkene fikk sensorene en viss nullpunktsforskyvning, noe som kan tyde på sprekke-dannelser i betongen.



Innhold

1	Sensorer - installasjon og datainnsamlingsutstyr	5
1.1	Strekklapper	5
1.2	Installasjon	5
1.3	Datainnsamlingsutstyr	10
2	Testresultater	10
2.1	Test 1	11
2.2	Test 2	13
2.3	Test 3	16
2.4	Test 4	17
2.5	Test 5	18
2.6	Test 6	20

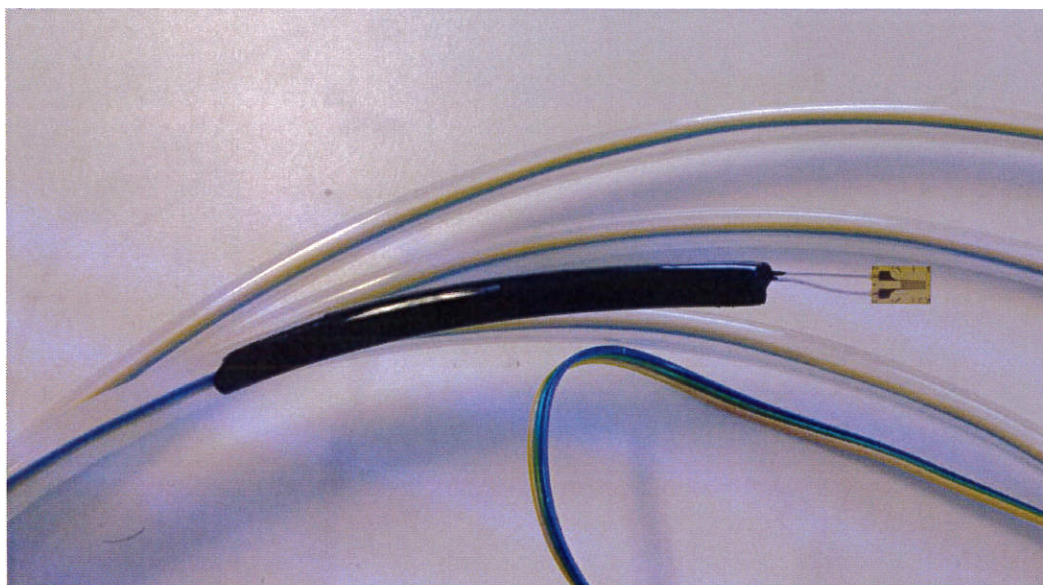
Kontroll- og referanseside

1 Sensorer - installasjon og datainnsamlingsutstyr

1.1 *Strekkklapper*

Strekkklapper av typen K-LY-41 3/120 fra Hottinger Baldwin Messteknik ble valgt. Disse strekkklappene har et aktivt målegitter på 3mm, og leveres med ferdig påloddete ledninger på 40mm. Disse ledningene ble forlenget med ca 4 meter, for at de skulle rekke frem til et skap med datainnsamlingsutstyr.

Forlengingskabelen ble trukket i et nylonrør for å beskytte kabelen mekanisk og for å tette mot vanninntrengning under støpeprosessen. Enden av nylonrøret ble støpt igjen med polyuretangummi for å stoppe vanninntrengning (se Figur 1).



Figur 1- Strekkklapp med forlengingskabel i nylonrør

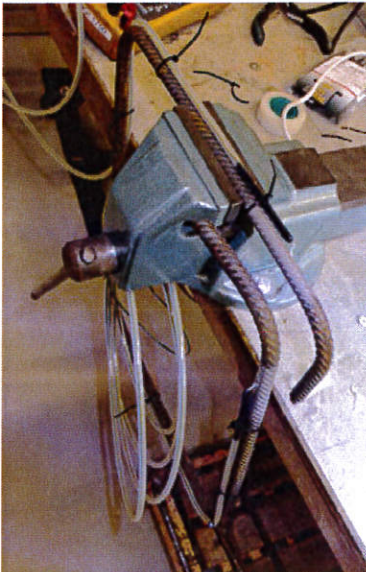
1.2 *Installasjon*

Bøylearmering ved stolpe 2 og 4 ble instrumentert.

Strekkklappene ble limt til kamstålet. Stålet ble først glassblåst og slipt ned lokalt for at strekkklappene skulle få et jevnt underlag og god heft (se Figur 2). Til slutt ble strekkklappene dekket med et beskyttende og vanntett lag av polyuretangummi (se Figur 4).



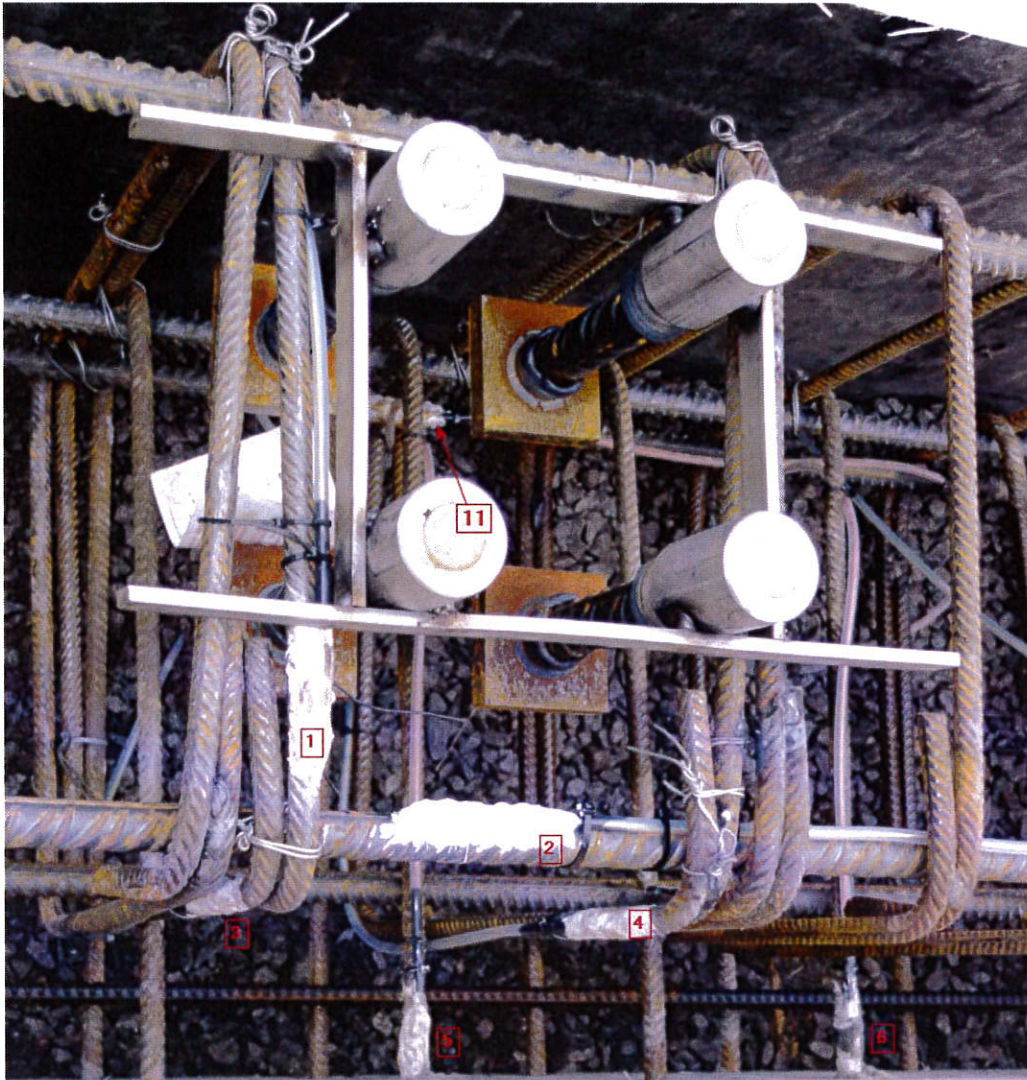
Figur 2- Strekkklapp limt på kamstål



Figur 3 - Strekkklapper på bøylearmmering



Figur 4 - Strekkklapp beskyttet med polyuretangummi

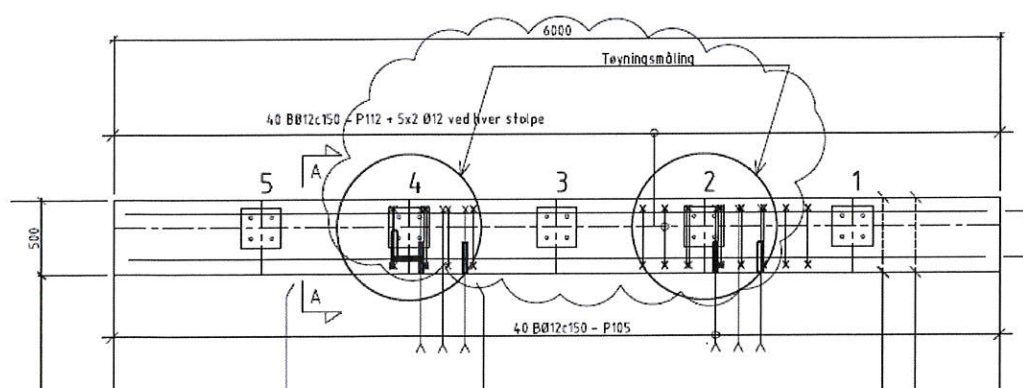


*Figur 5 - Bøylearmering på plass i forskaling ved innfesting stolpe 4.
Sensornummer i rødt.*

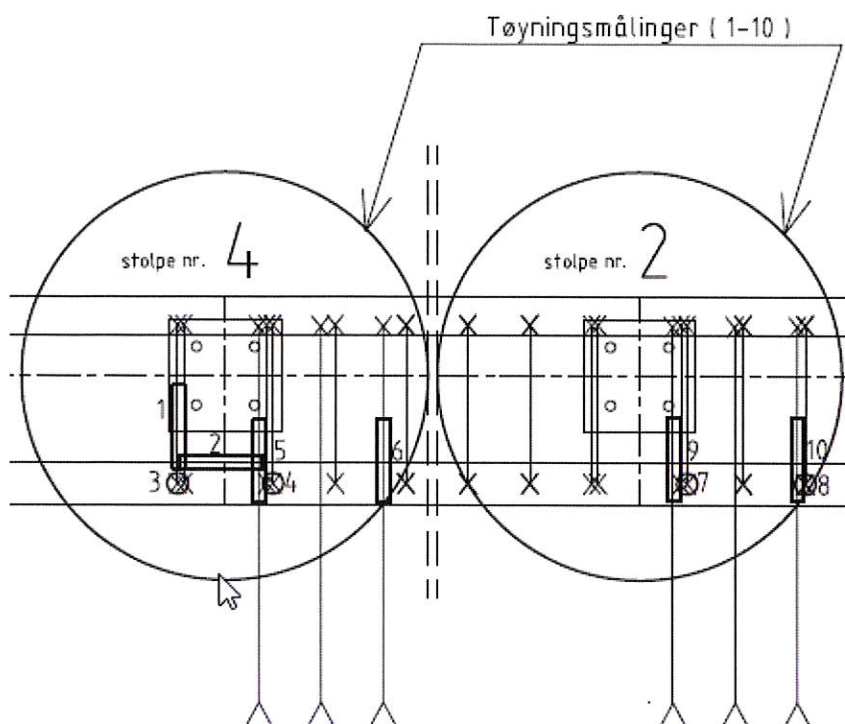


Figur 6 - Skap med datainnsamlingsutstyr

Bøylearmering ble plassert i forskaling og kabler trukket ut under forskaling. Et skap med datainnsamlingsutstyr ble plassert noen meter fra kantbjelken (se Figur 6).

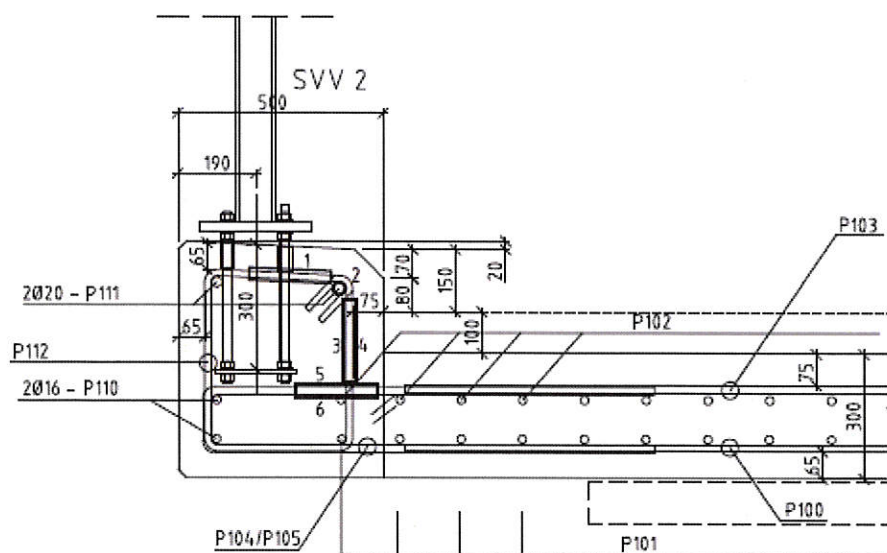


Figur 7- Tegning av kantdrager med feste for stolpe 1 - 5



Figur 8- Detalj av sensorplassering stolpe 2 og 4

2/



Figur 9 - Snitt av kantdrager ved stolpe 4

1.3 Datainnsamlingsutstyr

Sensorene ble koblet til datainnsamlingsutstyr fra National Instruments, bestående av et NI-9178 USB-chassis og 2 stk. 8-kanals strekkklappmoduler NI-9235. Dette utstyret gjør digitaliseringen av de analoge signalene og eksitering av strekkklappene. Dataene ble overført til en PC med tilhørende programvare for datainnsamling. Samplefrekvensen var 10kHz for alle dynamiske lastforsøk og 5Hz for statiske lastforsøk.

Spenning i armeringsstål er beregnet ut fra målt tøyning:

$$\text{spenning (MPa)} = \text{målt tøyning} \left(\frac{m}{m}\right) \cdot \text{stålets elastisitetsmodul (MPa)}$$

der

stålets elastisitetsmodul = 200000 MPa

2 Testresultater

Det ble utført fire forsøk med statisk last på stolpe 4, og 2 forsøk med dynamisk last på stolpe 2. De største målte spenningene er gjennomgående i støpeskjøt mellom kantdrager og brodekke. Målte spenninger i bølgearmeringen rundt rekkverksinnfestingen i kantdrager er svært lave.

Spenningskurvene nedenfor må sammenholdes med data for påført last, og eventuelt video som dokumenterer deformasjon, for å gi et fullstendig bilde av testforløpet.

Tabell 1- Oversikt over forsøk

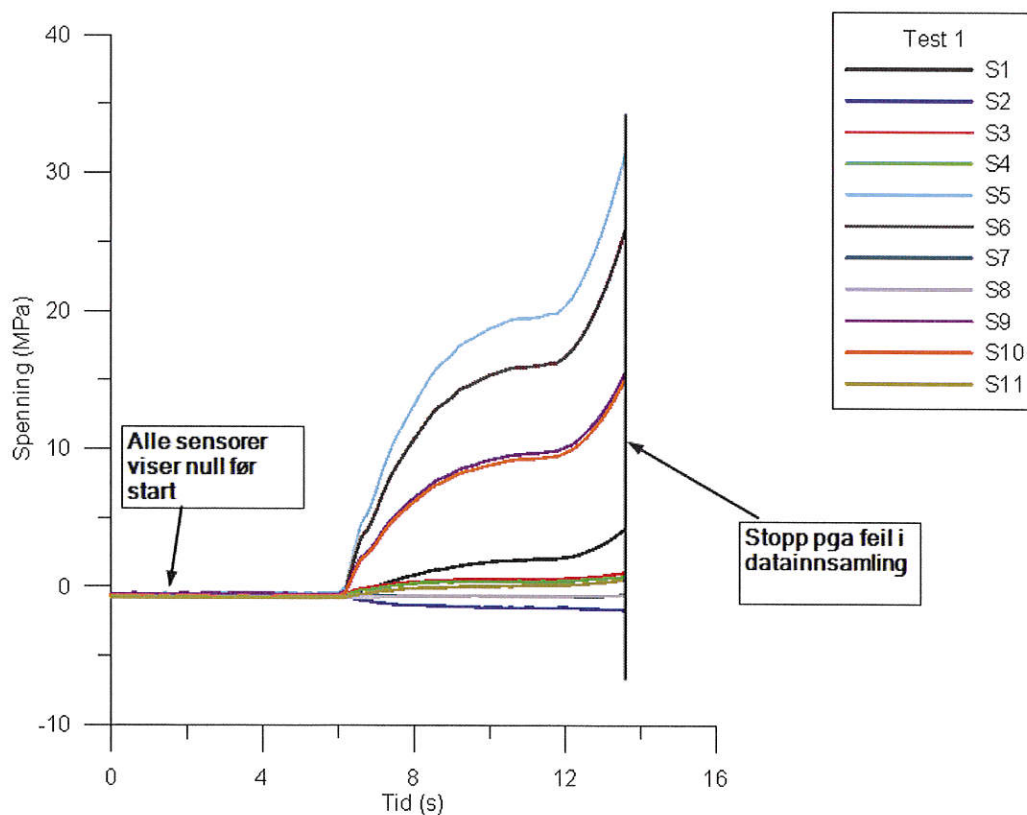
Test nr	Boltegruppe	Maksimal målt spenning	Stolpetype	Type test	Kommentar
1	4	31 MPa	HEB	Statisk	Avbrutt pga stopp i datainnsamling
2	4	158 MPa	HEB	Statisk	
3	4	144 MPa	HEB	Statisk	Forsøk med høyere angrepspunkt for lastpåføring
4	4	94 MPa	HEA	Statisk	
5	2	163 MPa	HEB	Dynamisk	
6	2	164 MPa	HEA	Dynamisk	

2.1 Test 1

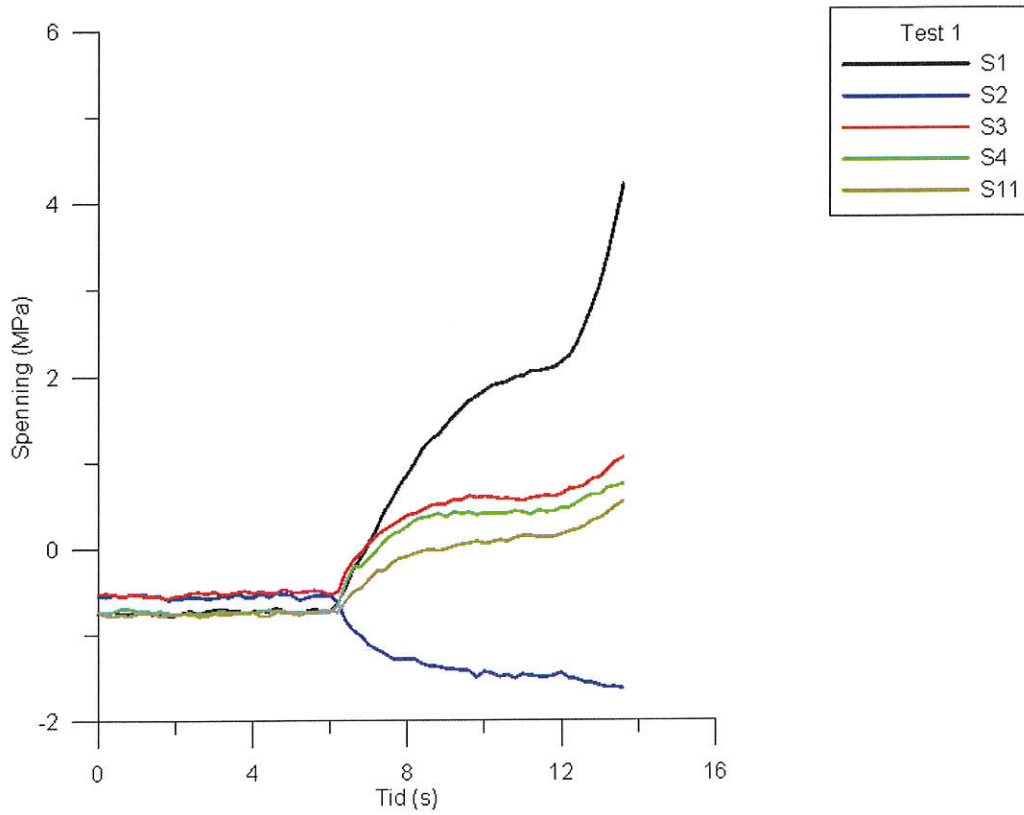
Test 1, på stolpe 4, måtte avbrytes etter at datainnsamlingen stoppet på grunn av en overføringsfeil mellom målemoduler og PC. Lastpåføringen ble stoppet manuelt, og må antas å ha fortsatt en stund etter at datainnsamlingen stoppet. Største påførte spenninger er derfor ukjent.

Tabell 2- Test 1, maksimalverdier

Sensor nr	Maksimalverdi MPa
1	4.2
2	-0.5
3	1.1
4	0.7
5	31.3
6	25.8
7	-0.6
8	-0.6
9	15.5
10	15.0
11	0.5



Figur 10- Test 1, Gruppe 4, HEB. Alle sensorer



Figur 11- Test 1, Gruppe 4, HEB

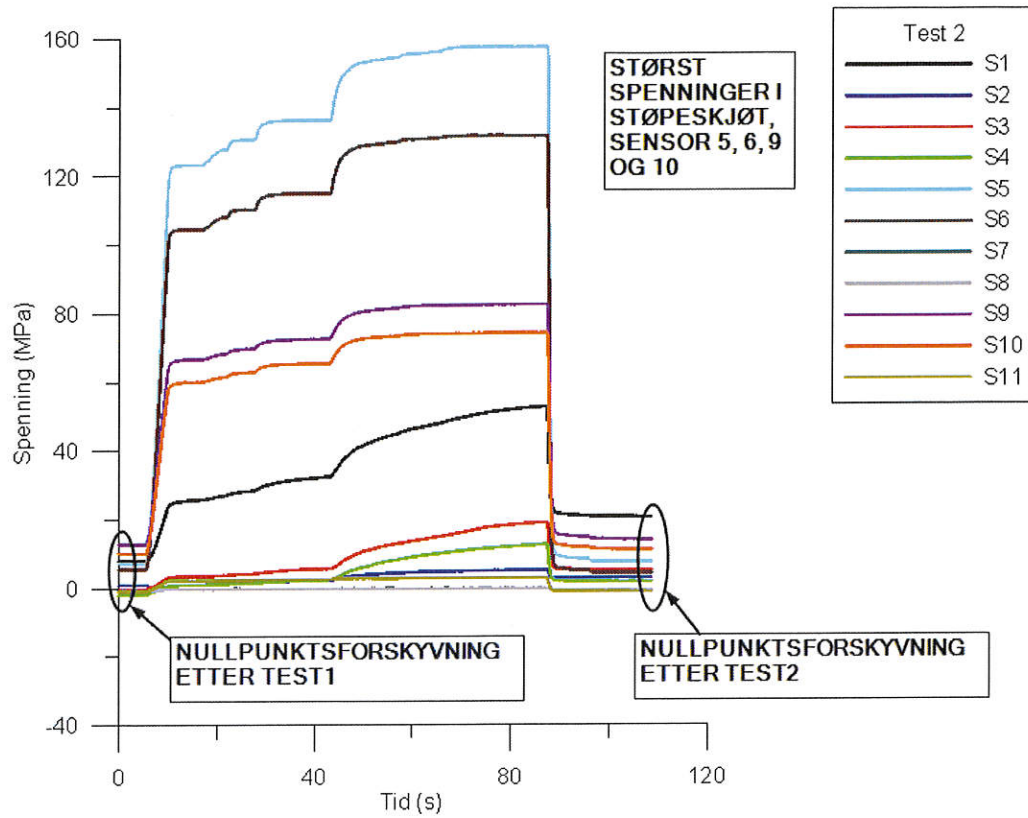
2.2 Test 2

Ved neste start av datainnsamlingen var stolpen avlastet, men det ble allikevel målt spenninger mellom 5 og 13 MPa på sensorer 1,5,6,9 og 10. Resterende sensorer måler mindre enn +/- 2 MPa (se Figur 12). Etter at forsøket var gjennomført (maksimal last påført stolpen, test 2), ble denne nullpunktsforskyvningen enda tydeligere med verdier mellom 5 og 20 MPa på 1,5,6,9 og 10. Sensor 3 og 4 lå nå på hhv. 5 og 2 MPa.

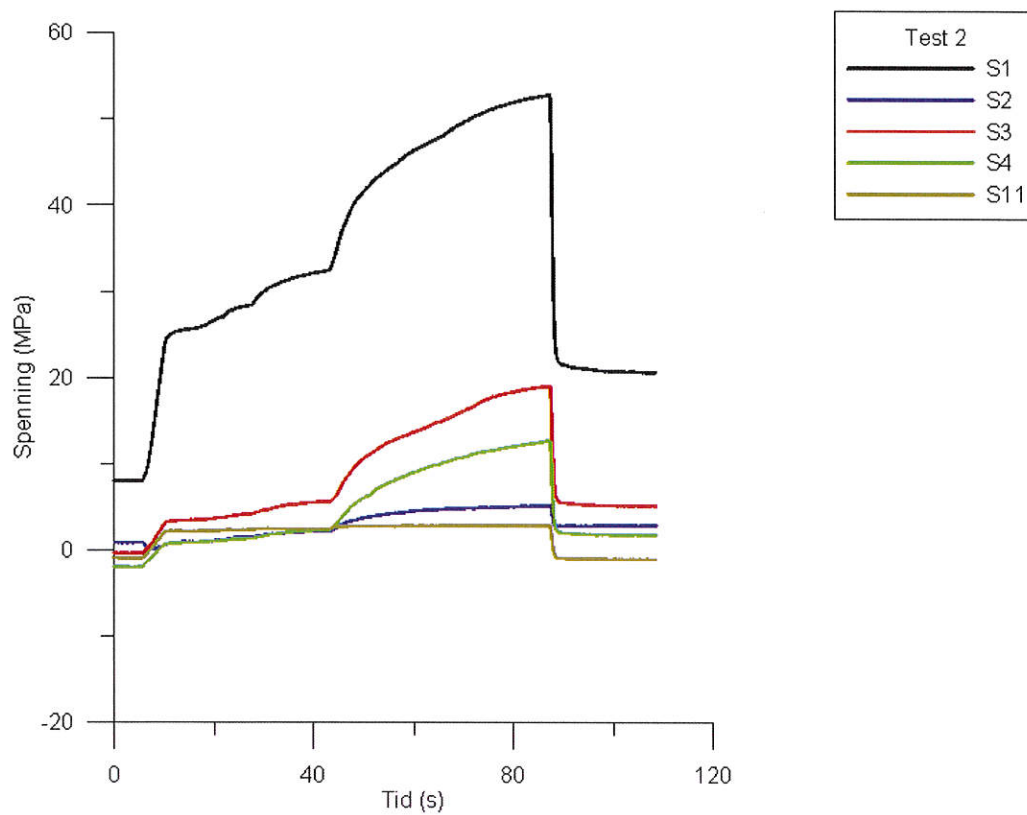
Denne nullpunktsforskyvningen skyldes trolig oppsprekking i betongen. Noen sensorer får en nullpunktsforskyvning selv om maksimal strekkspenning målt av sensoren ikke tilsier lokal oppsprekking av betongen rundt sensoren. Dette kan skyldes at lokal oppsprekking andre steder endrer spenningsbildet i betongen.

Tabell 3- Test 2, maksimalverdier

Sensor nr	Maksimalverdi MPa
1	52.8
2	5.2
3	19.0
4	12.7
5	157.7
6	131.9
7	-0.2
8	-0.2
9	82.6
10	74.3
11	2.9



Figur 12- Test 2, Gruppe 4, HEB



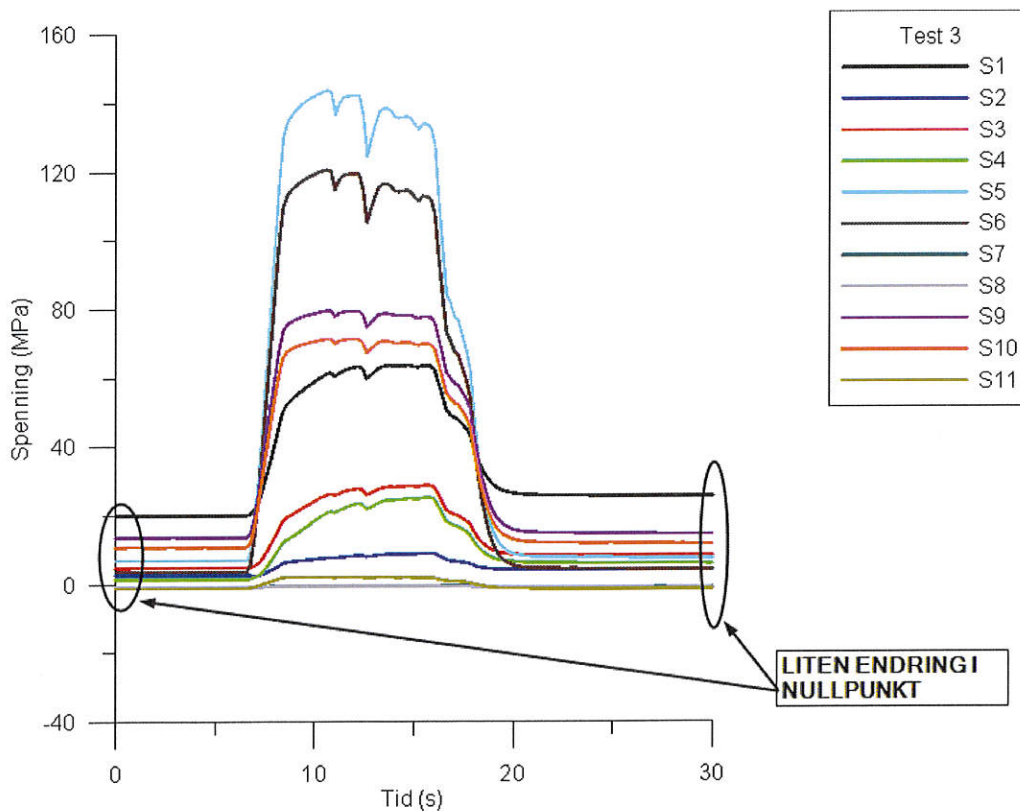
Figur 13- Test 2, Gruppe 4, HEB

2.3 Test 3

I test 3 ble det forsøkt å påføre lasten høyere opp på stolpen for å øke momentet. Dette resulterte i lavere maksimalmoment fordi testtriggen ble vippt opp.

Tabell 4- Test 3, maksimalverdier

Sensor nr	Maksimalverdi MPa
1	63.6
2	9.0
3	28.8
4	25.2
5	143.6
6	120.6
7	-0.4
8	-0.4
9	79.6
10	71.4
11	2.1



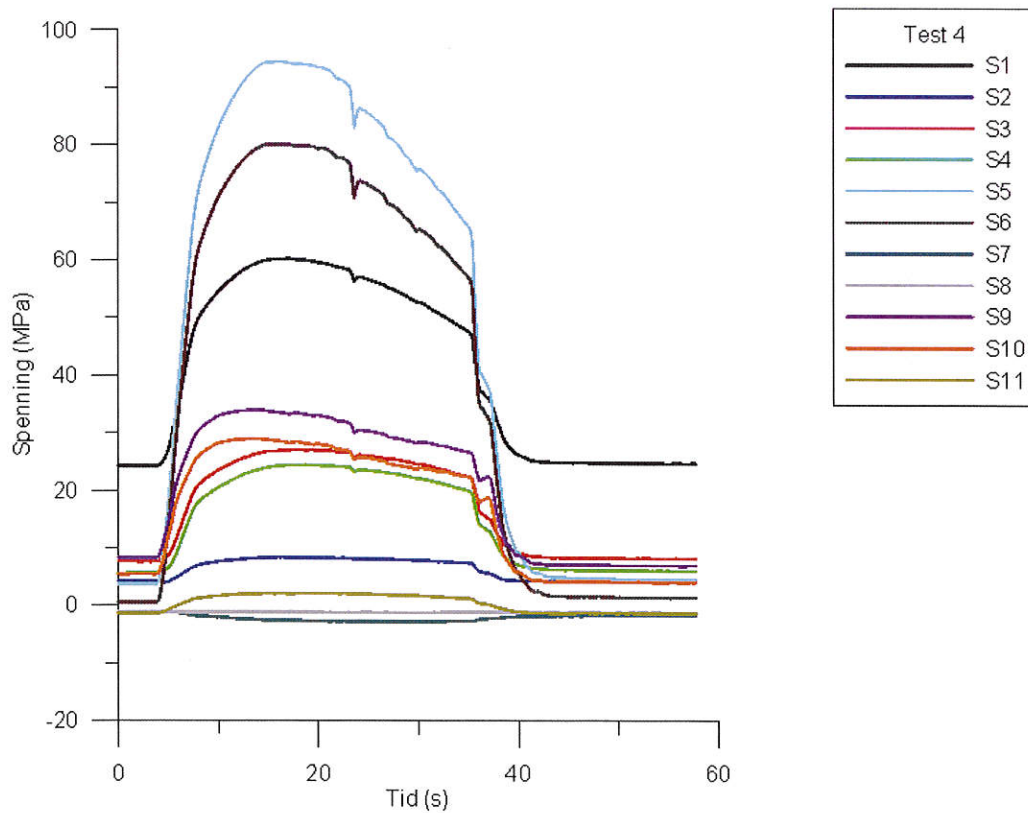
Figur 14- Test 3 Gruppe 4, HEB

2.4 Test 4

Test 4 ble kjørt med rekkverksstolpe type HEA.

Tabell 5- Test 4, maksimalverdier

Sensor nr	Maksimalverdi MPa
1	60.2
2	8.4
3	27.0
4	24.4
5	94.4
6	80.1
7	-1.1
8	-1.1
9	33.9
10	29.0
11	2.2



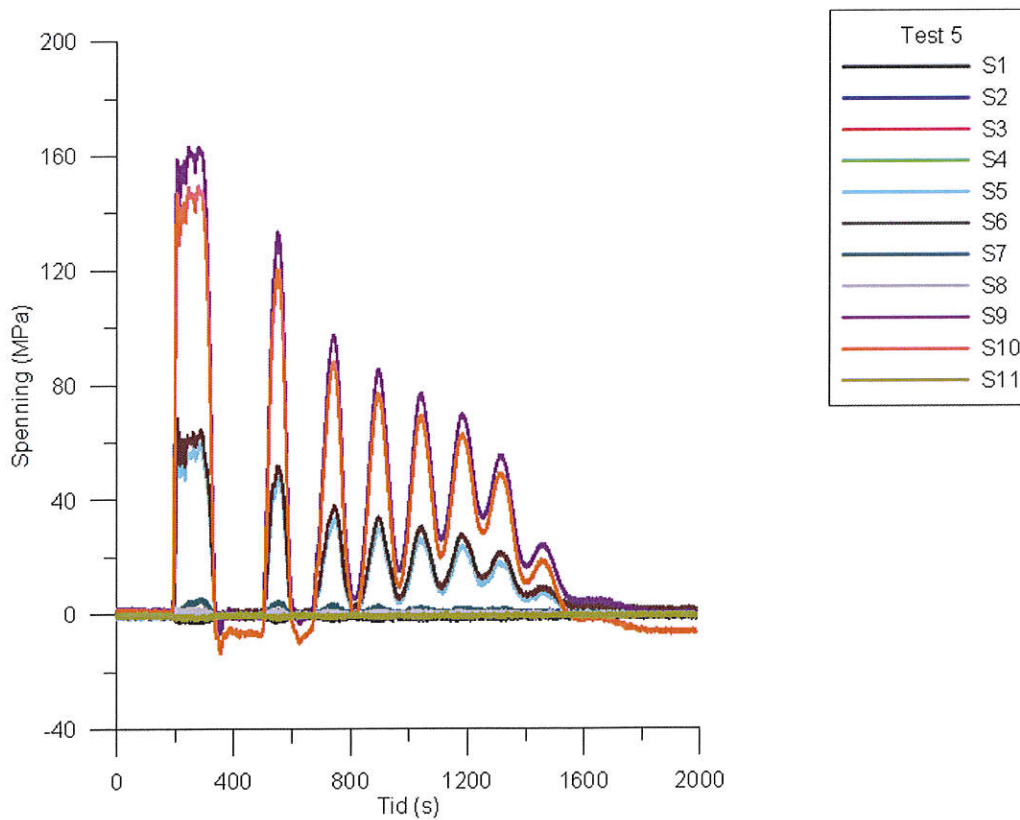
Figur 15- Test 4 Gruppe 4, HEA

2.5 Test 5

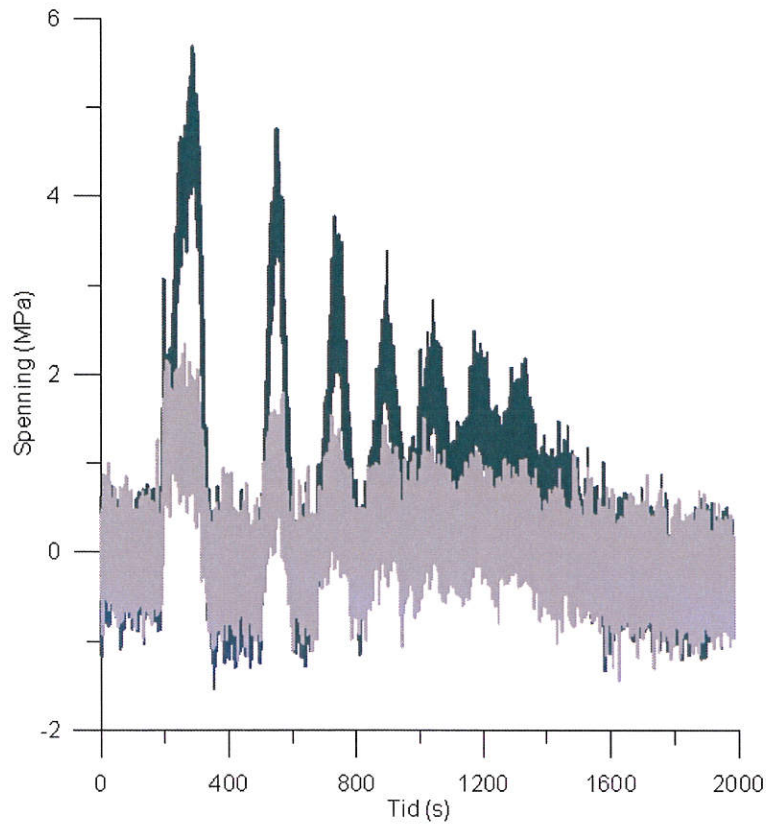
I de dynamiske testene på boltegruppe 2 er det svært lite nullpunktsforskyvning.

Tabell 6- Test 5, maksimalverdier

Sensor nr	Maksimalverdi MPa
1	1.2
2	2.1
3	1.2
4	1.2
5	66.1
6	68.6
7	5.7
8	2.3
9	163.2
10	149.8
11	1.0



Figur 16 - Test 5, Gruppe 2, HEB

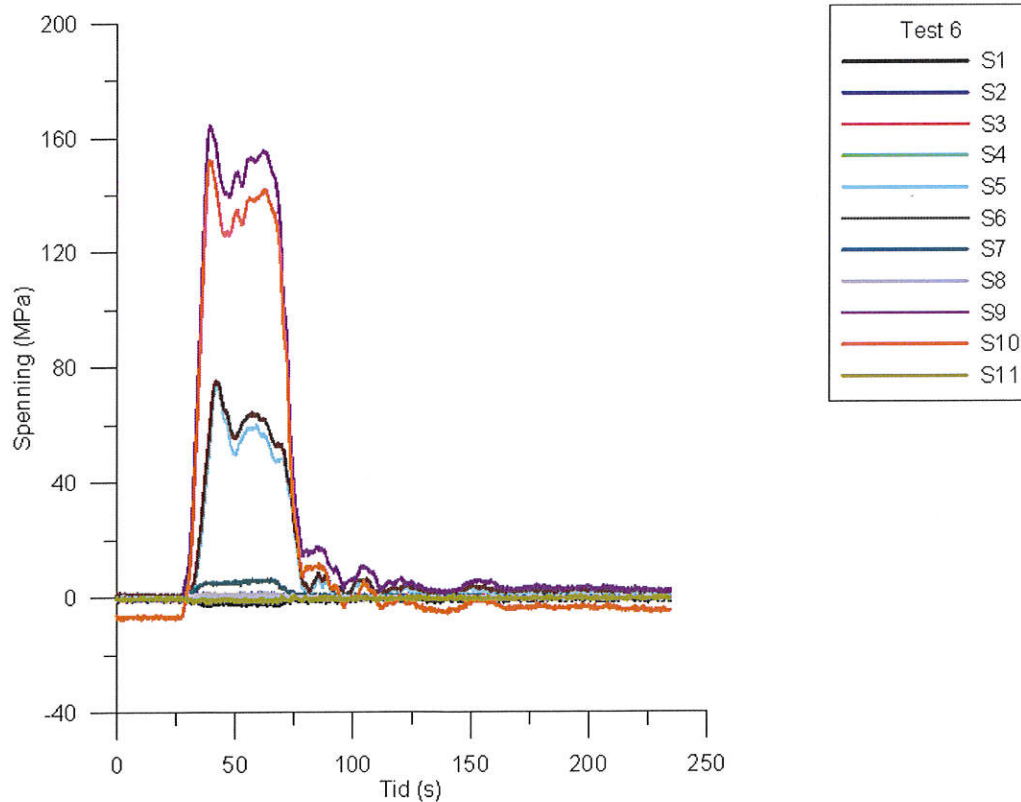


Figur 17- Test 5, Gruppe 2, HEB

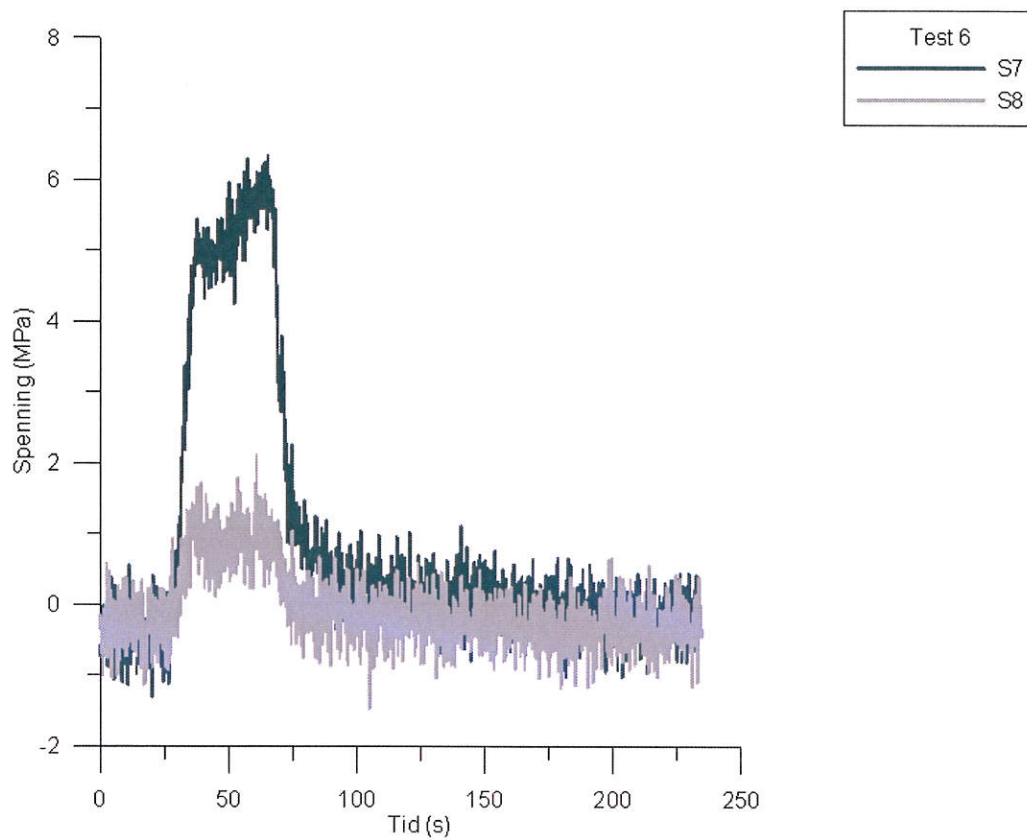
2.6 Test 6

Tabell 7- Test 5, maksimalverdier

Sensor nr	Maksimalverdi MPa
1	0.5
2	1.8
3	1.2
4	0.9
5	73.6
6	75.3
7	6.4
8	2.1
9	164.3
10	152.2
11	1.0



Figur 18 - Test 6, Gruppe 2, HEA



Figur 19- Test 6, Gruppe 2, HEA

Kontroll- og referanseside/ Review and reference page



Dokumentinformasjon/Document information					
Dokumenttittel/Document title Tøyningmåling på armering ved lasttest av brorekkverk				Dokumentnr./Document No. 20120904-01-R	
Dokumenttype/Type of document Rapport/Report		Distribusjon/Distribution Fri/Unlimited		Dato/Date 14. januar 2013	
				Rev.nr.&dato/Rev.No.&date 1 / 26.februar 2013	
Oppdragsgiver/Client Statens Vegvesen, Vegdirektoratet					
Emneord/Keywords Tøyningmåling, armering, brorekkverk					
Stedfesting/Geographical information					
Land, fylke/Country, County				Havområde/Offshore area	
Kommune/Municipality				Felt navn/Field name	
Sted/Location				Sted/Location	
Kartblad/Map				Felt, blokknr./Field, Block No.	
UTM-koordinater/UTM-coordinates					
Dokumentkontroll/Document control					
Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001					
Rev./ Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision	Egen- kontroll/ Self review av/by:	Sidemanns- kontroll/ Colleague review av/by:	Uavhengig kontroll/ Independent review av/by:	Tverrfaglig kontroll/ Inter- disciplinary review av/by:
0	Originaldokument	EL	RGO		
1	Nye grafer	EL	RGO		
Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release		Dato/Date 26. februar 2013		Sign. Prosjektleder/Project Manager Erik Lied	

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen geofagene. Vi utvikler optimale løsninger for samfunnet, og tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg.

Vi arbeider i følgende markeder: olje, gass og energi, bygg, anlegg og samferdsel, naturskade og miljøteknologi. NGI er en privat stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskap i Houston, Texas, USA.

NGI ble utnevnt til "Senter for fremragende forskning" (SFF) i 2002 og leder "International Centre for Geohazards" (ICG).

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting in the geosciences. NGI develops optimum solutions for society, and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the oil, gas and energy, building and construction, transportation, natural hazards and environment sectors. NGI is a private foundation with office and laboratory in Oslo, branch office in Trondheim and daughter company in Houston, Texas, USA.

NGI was awarded Centre of Excellence status in 2002 and leads the International Centre for Geohazards (ICG).

www.ngi.no



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

Besøksadresse/Street address:
Sognsveien 72, NO-0855 Oslo

Avd Trondheim/Trondheim office:
PO Box 1230 Pirsenteret
NO-7462 Trondheim
Norway

Besøksadresse/Street address:
Pirsenteret, Havnegata 9, NO-7010 Trondheim

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

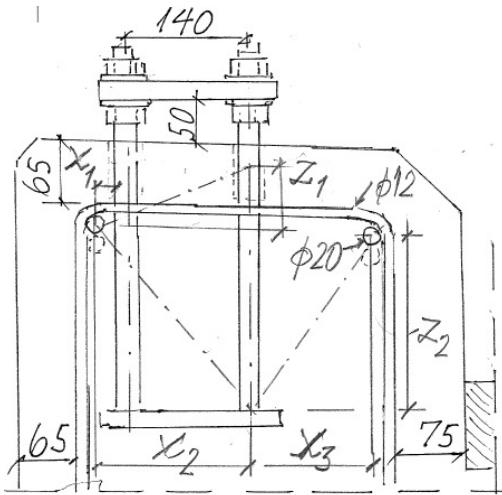
ngi@ngi.no
www.ngi.no

Kontonr 5096 05 01281/IBAN NO26 5096 0501 281
Org. nr./Company No.: 956 254 318 MVA

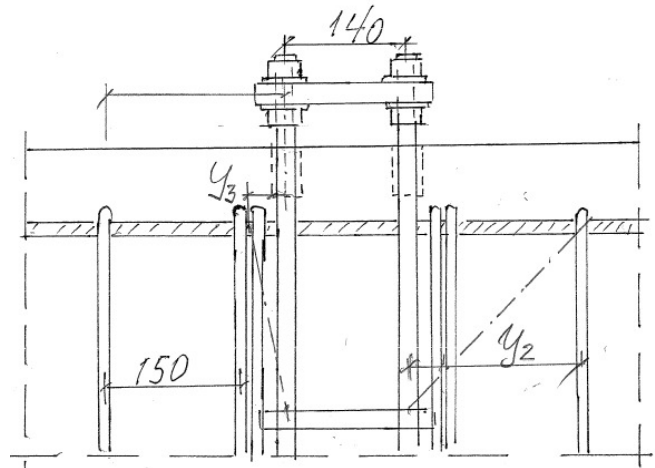
BSI EN ISO 9001
Sertifisert av/Certified by BSI, Reg. No. FS 32989

VEDLEGG 3.

VEDLEGG 4.



Tverrsnitt



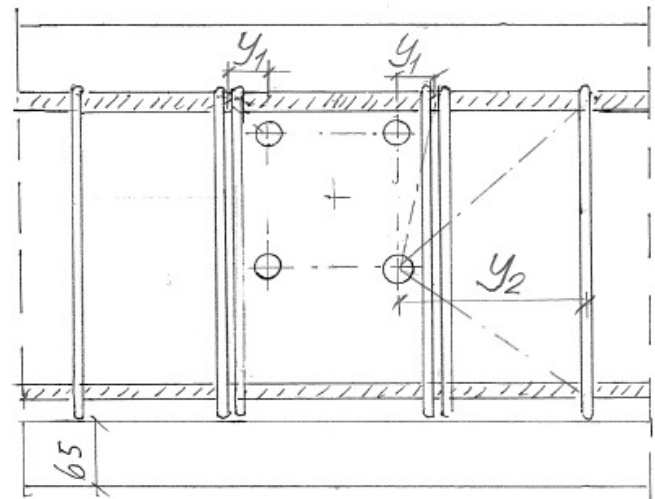
Lengdesnitt

Prinsippkisser for beregning av innfestingen

$$x_1 := 20 \text{ mm} \quad x_2 := 170 \text{ mm} \quad x_3 := 140 \text{ mm}$$

$$y_1 := 40 \text{ mm} \quad y_2 := 200 \text{ mm}$$

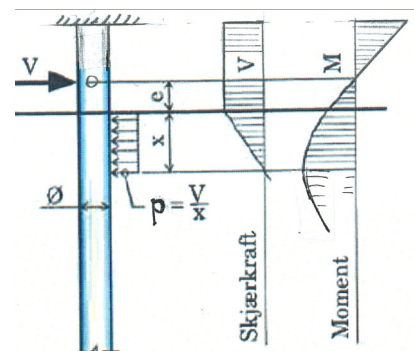
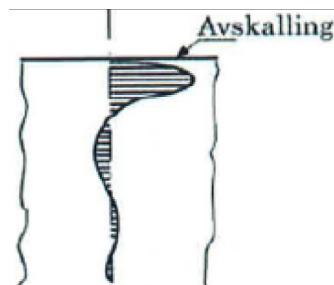
$$z_1 := 70 \text{ mm} \quad z_2 := 95 \text{ mm}$$



Plan

Overført kraft lokalt ved betongoverflatene blir skjærkraft. Kapasiteten kan beregnes med metode i Betongelementboken kap. B19: Forankring av stål, pkt. 19.4 Avskjæring, 19.4.2. Dybder.

I denne beregningsmetoden kan det antas kontaktlengde x lik 1,5 ganger bolt diameter og et kontaktrykk opp til $3f_{cd}$.



Regnemodell

Kraftinnføring fra innstøpt bolt til betongen - Bolt uten hylse

Bolten antas å få maks. moment inne i betongen i dybde $x := 1.5 \cdot d_s = 32 \cdot \text{mm}$

Bolten regnes innspent 10 mm inne i mutter under fotplate

Effektiv lengde blir herav $L_{ef} := (10 + 25) \cdot \text{mm} + x = 67 \cdot \text{mm}$

Med antatt momentnullpunkt $0,5L_{ef}$ over nedre maksimum blir momentarm $a := 0.5 \cdot L_{ef} = 33 \cdot \text{mm}$

Eksentrisitet over betongoverflaten: $e_F := \max[(a - x), 0 \cdot \text{mm}] = 2 \cdot \text{mm}$

Vertikal avstand fra føringsskinne til momentnullpunkt: $h_F := (600 - 150) \cdot \text{mm} - e_F = 448 \cdot \text{mm}$

Ytre horisontalkraft på føringsskinne tilsvarende momentet M_{dim} :

$$F_M := \frac{M_{dim}}{h_F} = 98.6 \cdot \text{kN} \quad \text{Hvis alle tar like mye, blir andel i hver bolt: } V_{Ed} := 0.25 F_M = 24.6 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Flytespenning i bolt regnes lik } f_{02} := 0.8 \cdot f_{ub} = 640 \cdot \text{MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 610 \cdot \text{MPa} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 37.5 \cdot \text{MPa}$$

Det er imidlertid vanskelig å påvise en brukbar regnemodell for kraftoverføring fra ytre bolter til bøylehjørner.

Det regnes derfor med bare indre bolter (strekkboltene): $V_{Ed} := 0.5 F_M = 49.3 \cdot \text{kN}$

Skjærkraftkapasitet for en strekkbolt som vist i formelt tillegg:

$$k_c := 3$$

$$V_{Rd} := d_b^2 \cdot \left[\sqrt{\left(k_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{e_F}{d_b} \right)^2 + \frac{k_c \cdot f_{cd} \cdot f_{sd}}{3} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^2 \right]} \cdot \left(\frac{d_s}{d_b} \right)^3 - k_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{e_F}{d_b} \right] = 50.7 \cdot \text{kN} \quad \text{OK}$$

$$\text{Kapasitet for avskjæring (elastisk): } V_{Rd,b} := \frac{f_{ub}}{\sqrt{3}} \cdot 0.75 \cdot A_s = 122.3 \cdot \text{kN}$$

Kraften er mindre enn halve kapasiteten for avskjæring i bolten, og skal da ikke kombineres med moment og aksialkraft. Den opptrer dessuten ikke i samme snitt som maksimalt moment.

Kraftinnføring fra innstøpt bolt til betongen - Bolt med hylse

$$\text{Ytre diameter for hylse } d_h := 32 \cdot \text{mm} \quad \text{Netto tverrsnitt: } A_{sh} := 0.25 \cdot \pi \cdot (d_h^2 - d_b^2) = 352 \cdot \text{mm}^2$$

Bolten (hylse) kan antas å få maks. moment inne i betongen i dybde $x := 1.5 \cdot d_h = 48 \cdot \text{mm}$

Bolten regnes innspent 10 mm inne i mutter under fotplate

Effektiv lengde blir herav $L_{ef} := (10 + 25) \cdot \text{mm} + x = 83 \cdot \text{mm}$

Med antatt momentnullpunkt $0,5L_{ef}$ over nedre maksimum blir momentarm $a := 0.5 \cdot L_{ef} = 42 \cdot \text{mm}$

Eksentrisitet over betongoverflaten: $e_F := \max[(a - x), 0 \cdot \text{mm}] = 0 \cdot \text{mm}$

Vertikal avstand fra føringsskinne til momentnullpunkt: $h_F := (600 - 150) \cdot \text{mm} - e_F = 450 \cdot \text{mm}$

Ytre horisontalkraft på føringsskinne tilsvarende momentet M_{dim} :

$$F_M := \frac{M_{dim}}{h_F} = 98.2 \cdot \text{kN} \quad \text{I hver bolt: } V_{Ed} := 0.25F_M = 24.6 \cdot \text{kN} \quad \text{hvis alle tar like mye.}$$

Flytespenning i bolt regnes lik $f_y := 0.8 \cdot f_{ub} = 640 \cdot \text{MPa}$ $f_{sd} := \frac{f_y}{\gamma_s} = 610 \cdot \text{MPa}$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 37.5 \cdot \text{MPa}$

Maks. moment vil kunne opptre også i selve boltene, og dette blir derfor bestemmende.
For trykk mot betongen blir diameter for hylse bestemmende.

Boltens strekkkapasitet: $N_{Rd} := f_{sd} \cdot A_s = 215.2 \cdot \text{kN}$ $N_{Ed} = 157.8 \cdot \text{kN}$

Skjærkraftkapasitet for en strekkbolt som vist i formelt tillegg: $k_c := 3$

$$V_{Rd,h} := d_h^2 \cdot \left[\sqrt{\left(k_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{e_F}{d_h} \right)^2 + \frac{k_c \cdot f_{cd} \cdot f_{sd}}{3} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^2 \right]} \cdot \left(\frac{d_s}{d_h} \right)^3 - k_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{e_F}{d_h} \right] = 56.7 \cdot \text{kN} \quad \text{OK}$$

Avskjæring i selve boltene blir ikke bestemmende. $V_{Rd,b} = 122.3 \cdot \text{kN}$

Kapasitet begrenset av betongkantbrudd

Kap. B19, 19.4.3.1 og 19.3.4.2: $f_{ck,cube} := 55 \cdot \text{MPa}$ Ytre bolter har avstand fra kant: $a_1 := 120 \cdot \text{mm}$

$h_{ef} := 200 \cdot \text{mm}$ Boltavstand parallelt kant: $s_2 := 140 \cdot \text{mm}$

Forankringslengde:

$$l_f := \min(h_{ef}, 8 \cdot d_b) = 192 \cdot \text{mm} \quad \alpha := 0.1 \cdot \left(\frac{l_f}{a_1} \right)^{0.5} = 0.126 \quad \beta := 0.1 \cdot \left(\frac{d_b}{l_f} \right)^{0.2} = 0.066$$

$$A_{0,c.c} := 4.5 \cdot a_1^2 = 0.065 \text{ m}^2 \quad A_{c,v} := (2 \cdot 1.5 \cdot a_1 + s_2) \cdot 1.5 \cdot a_1 = 0.09 \text{ m}^2 \quad k_{ef} := \frac{0.5 A_{c,v}}{A_{0,c.c}} = 0.694$$

Uten hylse:

$$V_{Rd,c} := k_{ef} \cdot 0.7 \cdot \frac{2.3}{\gamma_c} \cdot \left(\frac{d_b}{\text{mm}} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{l_f}{\text{mm}} \right)^\beta \cdot \sqrt{\frac{f_{ck,cube}}{\text{MPa}}} \cdot \left(\frac{a_1}{\text{mm}} \right)^{1.5} \cdot 10^{-3} \cdot \text{kN} = 19.2 \cdot \text{kN}$$

Med hylse:

$$\beta := 0.1 \cdot \left(\frac{d_h}{l_f} \right)^{0.2} = 0.070 \quad V_{Rd,c,h} := k_{ef} \cdot 0.7 \cdot \frac{2.3}{\gamma_c} \cdot \left(\frac{d_h}{\text{mm}} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{l_f}{\text{mm}} \right)^\beta \cdot \sqrt{\frac{f_{ck,cube}}{\text{MPa}}} \cdot \left(\frac{a_1}{\text{mm}} \right)^{1.5} \cdot 10^{-3} \cdot \text{kN} = 20.3 \cdot \text{kN}$$

Det fremgår at betongkantbrudd blir begrensende for ytre bolter. De antas derfor ikke å ta horisontalkraft
For indre bolter, som er antatt å ta hele sidekraften, blir kapasiteten større og ikke begrensende.
Formlene er angitt å gjelde for stang med påsveist stålplate. Uten plate kan kapasiteten bli noe lavere.

Videreføring av kreftene i kantbjelken

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 31.88 \cdot \text{MPa} \quad \nu := 1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} = 0.82$$

Ved dimensjonering av knutepunkt i indre kraftmodeller kan det tas hensyn til flerakset spennings-tilstand som gir øket trykkfasthet. jf. avsnitt 3.1.9 og 6.5.4 i NS-EN 1992-1-1.

Formel (3.25) gir den økte fasthet $f_{ck,c} = f_{ck}(1,125 + 2,5 \sigma_2/f_{ck})$, hvor σ_2 er trykkspenninger på tvers.

Knutepunkt ved innstøpt forankringsplate ligger omgitt av betong med god avstand til overflaten, og i lengderetning av kantbjelken er det full fastholding. Det mobiliseres derfor spenninger pga tverrkontraksjon.

Med forsiktig antatt tverrkontraksjon 0,1 blir $f_{ck,c} = 1,125(1,125 + 2,5 \times 0,1 \sigma_1/f_{ck})$

Knutepunkt med strekk i en retning: $k_2 := 0,85$ $\sigma_{Rd,max}$ er dimensjonerende trykkspenning.

Antas opptredende trykkspenning σ_1 lik $\sigma_{Rd,max}$, blir $\sigma_{Rd,max} = 0,85k_2(1,125f_{ck} + 0,25\sigma_{Rd,max})/1,2$.

$$\text{Herav fås: } \sigma_{Rd,max} := \nu \cdot k_2 \cdot \frac{1,125 \cdot f_{cd}}{1 - 0,25} = 33,3 \cdot \text{MPa} \quad \left(\frac{\sigma_{Rd,max}}{f_{cd}} = 1,046 \right)$$

For trykkfelt i opprissede trykksoner (NS-EN 1992-1-1, 6.5.2): $\sigma_{Rd,max2} := 0,6 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 15,7 \cdot \text{MPa}$

I trykkfelt forøvrig regnes det med $\sigma_{Rd,max2} = 15,7 \cdot \text{MPa}$

$$\text{Valgt bøylearmering: } \underline{\phi 12} \quad A_{12} := \frac{\pi}{4} \cdot (12 \cdot \text{mm})^2 = 113 \cdot \text{mm}^2 \quad F_{d,12} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot A_{12} = 53,86 \cdot \text{kN}$$

Beregningen baseres på en antatt indre kraftmodell med trykkfelt i betongen og armering som strekkstag i henhold til NS-EN 1992-1-1+NA, kap. 6.5.

Indre kraftmodell vist i snitt gjennom sidekant og langs sidekanten. Trykkfelt fra forankringsplate opp mot armeringen får retning skrått i begge retninger. Strekkboltene (indre) får en kraftkomponent fra horisontalkraften F_M i tillegg til momentvirkningen. Modellen fremgår av figurene ovenfor.

Horisontalkraft utover er beregnet totalt til $F_M = 98,2 \cdot \text{kN}$

Kapasitet ved betongkantbrudd er tilstrekkelig til å hindre brudd fra de ytre boltene, men det er vanskelig å påvise en kraftoverføring til bøylearmeringen, på grunn av liten avstand. Det påvises derfor at hele horisontalkraften kan overføres fra de to indre boltene (strekkboltene).

Med lik fordeling mellom strekkbolter tar hver: $0,5 \cdot F_M = 49,1 \cdot \text{kN}$ ($V_{Rd} = 50,7 \cdot \text{kN}$)

Kapasitet for direkte overføring fra bolter til betong: $2 \cdot V_{Rd,c} = 38,4 \cdot \text{kN} > F_M = 98,2 \cdot \text{kN}$

Lastvirkning på hver indre bolt: $V_{Ed} := 0,5 \cdot F_M = 49,1 \cdot \text{kN}$

Dette antas fordelt likt på fire bøylar, 50% på bøylear ved boltene, 35% på neste bøylear på samme side, og 15% til neste bøylear utenfor. Denne siste kontrolleres ikke.

Horisontaldelen av hver bøylear må ta maks.: $F_{s,x2} := 0,35 \cdot V_{Ed} = 17,2 \cdot \text{kN}$ $F_{d,12} = 53,86 \cdot \text{kN}$ OK

$$\text{Betongtrykkfelt i planet: } F_{co,1} := 0,5V_{Ed} \cdot \frac{\sqrt{x_2^2 + y_1^2 + z_1^2}}{x_2} = 27,2 \cdot \text{kN} \quad F_{co,2} := 0,35V_{Ed} \cdot \frac{\sqrt{x_2^2 + y_2^2 + z_1^2}}{x_2} = 27,5 \cdot \text{kN}$$

Ved kraftinnføring til armeringen i knutepunkt kan komponent i kantbjelkens lengderetning og vertikalkomponent regnes opptatt av omliggende betong. Krefter i knutepunkt blir dermed:

$$F_{o,1} := 0.5V_{Ed} = 24.6 \cdot \text{kN} \quad F_{o,2} := 0.35V_{Ed} = 17.2 \cdot \text{kN} \quad \text{Disse skal overføres til øvre bøylehjørner.}$$

Ytre vertikalkomponenter er: $F_{o,z1} := 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot \frac{z_1}{x_2} = 10.11 \cdot \text{kN}$ $F_{o,z2} := 0.35 \cdot V_{Ed} \cdot \frac{z_1}{x_2} = 7.08 \cdot \text{kN}$

Beregnet strekk i en bolt: $N_{Ed} = 157.85 \cdot \text{kN}$

Det antas fordelt til indre og ytre vertikale bøyleben slik at det ikke blir ubalansert horisontalkomponent ved forankringsplate.

Helning indre trykkfelt: $\alpha_1 := \text{atan}\left(\frac{z_2}{x_3}\right) = 34.16 \cdot \text{deg}$ Helning ytre trykkfelt: $\alpha_2 := \text{atan}\left(\frac{z_2}{x_2}\right) = 29.2 \cdot \text{deg}$

$$N_{Ed,1} := \frac{\sin(\alpha_1) \cdot (\cos(\alpha_1)) \cdot N_{Ed}}{\sin(\alpha_1) \cdot \cos(\alpha_1) + \sin(\alpha_2) \cdot \cos(\alpha_2)} = 82.36 \cdot \text{kN}$$

Horizontal-komponent: $F_{1,x} := N_{Ed,1} \cdot \frac{x_3}{z_2} = 121.38 \cdot \text{kN}$

$$N_{Ed,2} := \frac{\sin(\alpha_2) \cdot \cos(\alpha_2) \cdot N_{Ed}}{\sin(\alpha_1) \cdot \cos(\alpha_1) + \sin(\alpha_2) \cdot \cos(\alpha_2)} = 75.49 \cdot \text{kN}$$

Horizontal-komponent: $F_{2,x} := N_{Ed,2} \cdot \frac{x_2}{z_2} = 135.08 \cdot \text{kN}$

Kontroll: $N_{Ed,1} + N_{Ed,2} = 157.85 \cdot \text{kN}$

Fordeling til bøyler som ovenfor:

Kraft i indre vertikale bøyleben: Ved dobbeltbøyle $F_{s,z11} := 0.5 \cdot N_{Ed,1} = 41.18 \cdot \text{kN}$ $2 \cdot F_{d,12} = 107.7 \cdot \text{kN}$
(2 bøyler)

Ved nabobøyle (enkel) $F_{s,z12} := 0.35 \cdot N_{Ed,1} = 28.83 \cdot \text{kN}$ $F_{d,12} = 53.86 \cdot \text{kN}$

Kraft i tilhørende betongtrykkfelt

OK

$$F_{c,u11} := 0.50 \cdot N_{Ed,1} \cdot \frac{\sqrt{x_3^2 + y_1^2 + z_2^2}}{z_2} = 75.36 \cdot \text{kN} \quad F_{c,u12} := 0.35 \cdot N_{Ed,1} \cdot \frac{\sqrt{x_3^2 + y_2^2 + z_2^2}}{z_2} = 79.49 \cdot \text{kN}$$

Kraft i ytre vertikale bøyleben: Dobbel $F_{s,z21} := 0.50 \cdot N_{Ed,2} - F_{o,z1} = 27.63 \cdot \text{kN}$ $2 \cdot F_{d,12} = 107.7 \cdot \text{kN}$
(2 bøyler)

Nabo $F_{s,z22} := 0.35 \cdot N_{Ed,2} - F_{o,z2} = 19.34 \cdot \text{kN}$ $F_{d,12} = 53.86 \cdot \text{kN}$ OK

Kraft i tilhørende betongtrykkfelt

$$F_{c,u21} := 0.50 \cdot N_{Ed,2} \cdot \frac{\sqrt{x_2^2 + y_1^2 + z_2^2}}{z_2} = 78.99 \cdot \text{kN} \quad F_{c,u22} := 0.35 \cdot N_{Ed,2} \cdot \frac{\sqrt{x_2^2 + y_2^2 + z_2^2}}{z_2} = 77.63 \cdot \text{kN}$$

Tverrsnittareal av trykkfelt utenom knutepunkt antas lik: $A_{c,eff} := 100 \cdot \text{mm} \cdot 60 \cdot \text{mm} = 6000 \cdot \text{mm}^2$

Kapasitet av et trykkfelt: $F_{Rd,c} := \sigma_{Rd,max2} \cdot A_{c,eff} = 94.1 \cdot kN$

Krefter i knutepunktet som skal overføres fra betong til bøyler blir lik vektorsum av horisontal (x-) og vertikal komponent (y-). Komponenter i kantbjelkens lengderetning (y-) balanseres av betongen. Vertikalkomponent balanseres delvis av vertikalkomponent fra det øvre kraftsystemet.

Indre første bøyler $F_{c,z11} := F_{s,z11} \cdot \frac{\sqrt{x_1^2 + z_2^2}}{z_2} = 42.08 \cdot kN$

Ytre første bøyler $F_{c,z12} := \sqrt{(F_{s,z12} - F_{o,1})^2 + (0.5 \cdot V_{Ed})^2} = 24.92 \cdot kN$

Indre andre bøyler $F_{c,z21} := F_{s,z12} \cdot \frac{\sqrt{x_1^2 + z_2^2}}{z_2} = 29.46 \cdot kN$

Ytre andre bøyler $F_{c,z22} := \sqrt{(F_{s,z22} - F_{o,2})^2 + (0.35 \cdot V_{Ed})^2} = 17.32 \cdot kN$

Kapasitet for knutepunkt

Ved dobbeltbøyler (senteravstand 15 mm, samlet bredde 30 mm) regnes det medvirkende lengde $3\phi = 3 \cdot 20 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$ til hver side av bøylegruppen. Vertikal del av bøyler med dordiameter 50 mm:

Trykkareal i knutepunkt 1: $A_{k1} := (15 + 2 \cdot 60) \cdot 20 \cdot \text{mm}^2 = 2700 \cdot \text{mm}^2$

Trykkareal i knutepunkt 2: $A_{k2} := (2 \cdot 60) \cdot 20 \cdot \text{mm}^2 = 2400 \cdot \text{mm}^2$

Kapasiteter: $F_{Rd,k1} := \sigma_{Rd,max2} \cdot A_{k1} = 42.3 \cdot kN$ $F_{Rd,k2} := \sigma_{Rd,max2} \cdot A_{k2} = 37.6 \cdot kN$

Kraft fra betong mot lengdearmring $\phi 20$ (maks. $\sigma_{Rd,max2} \cdot 20 \cdot \text{mm} = 314 \cdot \frac{N}{\text{mm}}$).

$p_{c,1} := \max(F_{c,z11}, F_{c,z12}) \cdot \frac{20 \cdot \text{mm}}{A_{k1}} = 312 \cdot \frac{N}{\text{mm}}$ $p_{c,2} := \max(F_{c,z21}, F_{c,z22}) \cdot 20 \cdot \frac{\text{mm}}{A_{k2}} = 245 \cdot \frac{N}{\text{mm}}$

Last innenfor en lengde lik stangdiameter fra opplegget (senter bøyler) regnes å gå direkte i opplegget. Moment i stang regnes som utkraget ende for last utenfor $\phi = 20 \text{ mm}$.

$M_{Ed} := \max(p_{c,1}, p_{c,2}) \cdot (2 \cdot 20 \cdot \text{mm}) \cdot (20 + 20) \cdot \text{mm} = 498770 \cdot N \cdot \text{mm}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 476 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$

$W_{el} := \frac{\pi}{32} \cdot (20 \cdot \text{mm})^3 = 785 \cdot \text{mm}^3$ $M_{Rd} := f_{yd} \cdot W_{el} = 373999 \cdot N \cdot \text{mm}$

$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 0.75$ Plastisk kapasitet: $M_{Rd,p} := f_{yd} \cdot \frac{(20 \cdot \text{mm})^3}{6} = 634921 \cdot N \cdot \text{mm}$ $\frac{M_{Rd,p}}{M_{Ed}} = 1.273$

Det er dessuten noe konservativt å anta utkraget stang, samt å se bort fra støtte fra betongen.

Vurdering av beregningsresultat

Det er påvist mulig likevekt for innstøpingslengde 200 mm, med nominell geometri. For bolter uten hylse er beregnet horisontalkapasitet for indre bolter noe i underkant, men det lille avviket vil kunne overføres av ytre bolter. Beregningene er basert bare på likevekt, og de aktuelle stivhetsforholdene må antas å gi noe avvikende fordeling av indre krefter. Kraftoverføringen mellom trykkfelt og bøyler er vist med reglene for knutepunkt. Normalt utføres ikke beregning av forankring i bøylehjørner med tverrstang i bøyen, fordi det antas at slik forbindelse kan overføre bøyلة-tverrsnittets fulle kapasitet. Dette ligger til grunn i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, avsnitt 8.5. Med mulige geometriavvik, samt bruk av sterkere stolpe HE 100 B, kan likevel 200 mm forankringdybde gi nok kapasitet. Testene ga tilfredsstillende resultat. Det antas at det der var korrekte nominelle mål for plassering av bøylerne. I praksis bør det heller ikke bli store avvik når bøylerne plasseres med armeringsstoler mot ytre forskalingskant.

Utenom knutepunkt blir virksomt betongareal i trykkfelt større, med tilstrekkelig kapasitet.

Tillegg

Utleddning av kapasitetsformler (Betongelementboken kap. 19.4.2.2 - 19.4.2.4)

Forankringsbolt uten hylse

$$V_{Rd} = \sigma_c \cdot \phi \cdot x = k_c f_{cd} \cdot \phi \cdot x \quad \text{dvs.} \quad x = \frac{V_{Rd}}{k_c \cdot f_{cd} \cdot \phi}$$

$$M = V_{Rd} \left(e + \frac{x}{2} \right) = V_{Rd} \left(e + \frac{V_{Rd}}{2 \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \phi} \right)$$

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot \phi_e^3 / 6 = f_{yd} \cdot \phi^3 \cdot (\phi_e / \phi)^3 / 6 \quad M = M_{Rd} \text{ gir:}$$

$$V_{Rd}^2 + 2k_c f_{cd} \phi \cdot e \cdot V_{Rd} - \frac{1}{3} k_c f_{cd} f_{yd} \phi^4 \left(\frac{\phi_e}{\phi} \right)^3 = 0$$

$$V_{Rd} = \phi^2 \cdot \left[\sqrt{\left(k_c f_{cd} \frac{e}{\phi} \right)^2 + \frac{k_c f_{cd} f_{yd}}{3} \left(\frac{\phi_e}{\phi} \right)^3} - k_c f_{cd} \frac{e}{\phi} \right]$$

Forankringsbolt med hylse

$$V_{Rd} = \sigma_c \cdot \phi_h \cdot x = k_c f_{cd} \cdot \phi \cdot x, \quad \text{dvs.} \quad x = \frac{V_{Rd}}{k_c \cdot f_{cd} \cdot \phi_h}$$

$$M = V_{Rd} \left(e + \frac{x}{2} \right) = V_{Rd} \left(e + \frac{V_{Rd}}{2 \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \phi_h} \right)$$

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot \phi_e^3 / 6 = f_{yd} \cdot \phi^3 \cdot (\phi_e / \phi_h)^3 / 6 \quad M = M_{Rd} \text{ gir:}$$

$$V_{Rd}^2 + 2k_c f_{cd} \phi_h \cdot e \cdot V_{Rd} - \frac{1}{3} k_c f_{cd} f_{yd} \phi_h^4 \left(\frac{\phi_e}{\phi_h} \right)^3 = 0$$

$$V_{Rd} = \phi_h^2 \cdot \left[\sqrt{\left(k_c f_{cd} \frac{e}{\phi_h} \right)^2 + k_c f_{cd} f_{yd} \left(\frac{\phi_e}{\phi_h} \right)^3} - k_c f_{cd} \frac{e}{\phi_h} \right]$$

Formeltegn:

ϕ (d_b) nominell bolt diameter

ϕ_e (d_s) ekvivalent bolt diameter i gjengesnitt

ϕ_h (d_h) ytre hylsediameter

$$\phi_e = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_s}{\pi}}$$

hvor A_s er areal i gjengesnitt

I parentes () formeltegn benyttet i beregning

k_c kan velges > 1,0 og høyst lik 3,0

Med samtidig aksialtrekk N_{Ed} blir utnyttbar momentkapasitet:

$$M_{Rd} = M_{Rd}^0 \cdot [1 - (N_{Ed}/N_{Rd})^2]$$

$M_{Rd}^0 = f_{yd} \phi^3 / 6$ er kapasitet ved bare bøyning

$N_{Rd} = f_{yd} \pi \phi^2 / 4$ er kapasitet for bare aksialkraft

Dimensjonerende fasthet f_{yd} erstattes da med

$$f_{yd} \cdot [1 - (N_{Ed}/N_{Rd})^2]$$



Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO
Tlf: (+47 915) 02030
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Trygt fram sammen