



Kontroll av fagverksbruer i tre

Diskusjoner, funn og anbefalinger fra arbeidet

Kontroll av fagverksbruer i tre

Sammendrag

I etterkant av hendelsen med Perkolo bru ved Sjoa i Gudbrandsdalen og prosjekteringsfeilen som ble oppdaget på Sundbyveien bru i Akershus ble det opprettet en faggruppe som hadde til hensikt å kvalitetssikre øvrige fagverksbruer i tre.

Denne rapporten oppsummerer diskusjonene som gruppen har vært gjennom, og presenterer de viktigste funnene med anbefalinger for videre arbeid.

Det er ikke funnet prosjekteringsfeil tilsvarende som på Perkolo- eller Sundbyveien bru på noen av de øvrige bruene.

En av bruene, Blakkisrud, har flere mindre «uforsiktige tilnærminger» som i sum gjør at brua anbefales omklassifisert fra forskriftslast til gjeldende brukslast Bk10/60. Dette vil ikke medføre noen endringer for bruken av brua, men det viser at brua er klassifisert på bakgrunn av kontrollregning og ikke på bakgrunn av laststandard.

Det anbefales å vurdere forsterkning av enkelte knutepunkter, i første omgang på Blakkisrud bru og Tretten bru. Her er det ingen prosjekteringsfeil, men i henhold til gjeldende regelverk er sikkerheten mot enkelte sprø bruddmekanismer, som tidligere ble kontrollert mer indirekte, for lav. At eldre konstruksjoner ikke tilfredsstillere nyere regelverk er vanlig.

Det er ikke funnet svakheter ved tre som materiale brukt i bruer. Utførte inspeksjoner har ikke funnet skader som viser overbelastning eller annet som reduserer bruens bæreevne.

Gruppen vil, med bakgrunn i diskusjonene som har oppstått omkring kapasitetskontrollene, anbefale at enkelte momenter ses nærmere på i utviklingsarbeidet med regelverket rundt trebruer.

På vegne av faggruppen

Jon Henning Prestegarden

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	i
1 Bakgrunn.....	1
2 Mandat	1
3 Fokusområde.....	2
4 Metodikk	2
5 Status for hver bru per rapportdato	2
6 Inspeksjon av trebruene	5
7 Regelverk til bygging av trebruer.....	5
8 Materialkvalitet og densitet	6
9 Materialfaktorer forbindelser	7
10 Kantavstander	8
11 Effektivt antall dybler	9
12 Beregning av flersnittede forbindelser	9
13 Blokkutrivning	10
14 Dyblers materialfasthet	11
15 Rotasjonsstivhet av forbindelser.....	11
16 Størrelse på slisseplater.....	12
17 Tegningsgrunnlag	13
18 Beregningsrapporter og kontroll	13
19 Forslag til videre arbeid.....	13
Referanser:	15
Forkortelser	15
Vedlegg 1 – Flersnittede forbindelser	16
Vedlegg 2 – Beregning av blokkutrivning ved flersnittede forbindelser.....	18
Vedlegg 3 – Dybelens plastiske moment	21

1 Bakgrunn

Den 17.2.2016 kollapset Perkolo bru som følge av brudd i en skjøl i undergurten. Årsaken til kollapsen var en prosjekteringsfeil. Den 22.2.2016 informerte prosjekterende av Sundbyveien bru at de i en egen intern gjennomgang hadde funnet en alvorlig feil på brua. Brua ble stengt for trafikk i påvente av nye beregninger. Samtidig med stengingen av Sundbyveien ble det besluttet å stenge Fjell-Leet og Blakkisrud bru da også disse hadde en tilsvarende konstruksjonsløsning med skjøl i undergurten, uten at det var noen konkret mistanke om feil på disse («føre-var» prinsippet).

Som følge av og i etterkant av ulykken med Perkolo bru, og prosjekteringsfeilen som ble oppdaget på Sundbyveien bru, ble det opprettet en faggruppe for å kvalitetssikre øvrige fagverksbruer i tre. Dette omfattet 10 bruer som er bygd, samt ei bru med byggestart høsten 2016. Alle bruene ligger i Region øst. Første prioritet var å gjennomgå prosjekteringsmaterialet for Sundbyveien, Fjell-Leet og Blakkisrud bru slik at disse så snart som mulig kunne gjenåpnes.ing.

Ny klassifisering av Sundbyveien ble gjennomført av prosjekterende.

Prosjekteringsforutsetningene og beregningene ble kontrollert og brua ble gjenåpnet med redusert trafikkbelastning helgen 27–28.2.2016. Fjell-Leet og Blakkisrud bru ble kontrollert av faggruppen og gjenåpnet 11.3.2016.

2 Mandat

I mandatet var det angitt at samtlige fagverksbruer i tre med trafikklast skulle gjennomregnes. I tillegg til de oppgitte bruene valgte gruppen å ta med Bliksland og Norsenga bru da disse var blitt kontrollert av 3. part før Perkolo-ulykken. De kontrollerte bruene er gitt i tabell til venstre.

Faggruppen har bestått av følgende personer:

- Structor v/ Erling Langbråten
- Dr. Techn. Olav Olsen v/ Øystein Løset
- NTNU v/ Kjell Arne Malo
- Statens Vegvesen Vegdirektoratet v/ Tormod Dyken
- Statens Vegvesen Region øst v/ Jon Henning Prestegarden og Hauke Burkart

Flere personer enn nevnt over har deltatt i det endelige produktet, blant annethar Norconsult v/ Per Kristian Ekeberg bidratt.

Fylke	Brunr.	Brunavn	Byggeår
Østfold	1069	Moumbekken bru	2014
Østfold	1078	Bliksland	Bygges 2017
Akershus	1786	Fjell-Leet bru	2011
Akershus	1783	Sundbyveien	2011
Akershus	1790	Blakkisrud	2011
Akershus	1782	Statsrådveien	2011
Akershus	1794	Sletta	2011
Hedmark	1516	Evenstad bru	1996
Hedmark	1629	Ny Flisa	2003
Hedmark	1567	Skubbergsenga bru	1997
Hedmark	1724	Norsenga bru	Bygges 2016
Oppland	1838	Tretten	2012

Prosjekteier har vært Regionvegsjef Per Morten Lund og oppdragsleder leder for bruseksjonen i Region øst Jon Henning Prestegarden.

3 Fokusområde

Gruppen har fokusert mest på knutepunkt og beregningene av disse. På flere bruer er egne enkle modeller brukt for å beregne og sammenligne lastene med de som fremkommer i de opprinnelige beregningene. Kapasiteten til knutepunktene er beregnet på nytt etter nåværende gjeldende regelverk. Beregningsformlene og kravene for dybelforbindelser er blitt vurdert relativt nøye og sammenlignet med tidligere beregningsmetodikk. Kontroll av knekning av trykkgurten er, dels basert på rapporten om Perkolo bru /6/, vurdert som ikke nødvendig å gjøre egne kontroller av. Det er undersøkt at slik kontroll har blitt gjennomført, men for øvrig anses Perkolo som representativ for mange av de øvrige bruene når det gjelder knekningsproblematikk. Annen avstivingsmåte enn skråstivere som ofte er brukt er en stiv ramme. Disse ble i sin tid gjennomgått relativt grundig da systemet ble innført.

4 Metodikk

Gruppen har i hovedsak gjort følgende arbeid på hver bru:

- Gjennomgått tidligere inspeksjonsrapporter og gjennomført fysiske inspeksjoner
- Gjennomgang av beregningsgrunnlaget
- Laget egen forenklet beregningsmodell for fagverkene og beregnet lastpåvirkning på mest belastede fagverk. For Flisa og Evenstad er lastene tatt ut av prosjekteringsmaterialet.
- Beregnet kapasiteten og utnyttelsen av hvert knutepunkt

Beregningene er gjort av enkeltpersoner, men resultatene og rapportene er forelagt hele faggruppen. Prinsipielle vurderinger er undersøkt av enkeltpersoner og vurdert av gruppen som helhet.

5 Oppsummering av funn for hver enkelt bru

I det følgende er det skrevet kort om funnene til hver enkelt bru. På flere bruer var det vanskelig å følge beregningsdokumentasjonen. I tillegg var det på de fleste bruer ikke mulig å gjenskape en geometrisk riktig forenklet beregningsmodell basert på tegningene da viktige mål manglet. Dette medførte noe merarbeid for gruppen og digitale modeller måtte etterspørres fra prosjekterende.

Blakkisrud bru

Det er funnet flere uforsiktige tilnærminger både i den statiske modellen og i valg av dybelavstander. Hver for seg utgjør disse ikke mye og også i sum er det godt innenfor sikkerhetsfaktorene, men brua anbefales klassifisert til Bk10/60 med bakgrunn i kontrollberegningene. Dette er ca.10 % lavere kapasitet enn forskriftslasten den står med, men er det samme som tillatt trafikk i dag. Enkelte knutepunkt anbefales også forsterket for å etterleve nytt regelverk.

Bliksland bru

Brua er per dags dato ikke bygd, men oppstart planlegges høsten 2016. Kontroll av hvert knutepunkt var ikke vist i beregningsgrunnlaget, kun et sammendrag med funnene. Kontroll av blokkutriving var ikke dokumentert og gjennomgangen viste noe for lav kapasitet i en forbindelse. Ny oversendt dokumentasjon med endring er gjennomgått og funnet i orden.

Evenstad bru

Gjennomgang av siste hovedinspeksjon viser ikke skader av bæremessig betydning. Det er ikke funnet beregningsmessige overskridelser i noen knutepunkt.

Fjell-leet bru

Det er ikke oppdaget spesielle feil ved eksisterende tegninger eller beregninger utført etter datidens regelverk. Minimumsavstander for dybler er generelt oppfylt. Blokkutriving er dimensjonerende for et par strekkdiagonaler, men uten at nødvendig kapasitet er overskredet.

Flisa bru

Gjennomgang av siste hovedinspeksjon viser ikke skader av bæremessig betydning. Det er ikke funnet beregningsmessige overskridelser i noen knutepunkt.

Moumbekken bru

Brua er prosjektert etter gjeldende regelverk. Det er ikke oppdaget vesentlige feil hverken på inspeksjon eller i kontrollberegningene. Ved kontroll for blokkutriving ble det benyttet materialfaktor for limtre og ikke for forbindelser. I tillegg er ikke slissene blitt trukket fra i tverrsnittsarealet. Blokkutriving blir likevel ikke dimensjonerende.

Norsenga bru

Dokumentasjonen til forbindelsene til brua er oversiktlig og enkel å følge. En gjennomgang av dokumentasjonen med stikkontroller har ikke avdekket noen feil eller mangler.

Sletta

Det er ikke oppdaget feil hverken under inspeksjon eller i kontrollberegningene. Enkelte knutepunkt anbefales forsterket for å etterleve nytt regelverk.

Skubbersenga

Tegningsgrunnlaget til Skubbersenga er ikke av god kvalitet og er noe vanskelig å kontrollere. Gjennomgang av siste hovedinspeksjon viser ikke skader av bæremessig betydning. Brua er nærmest som en sprengverksbue å regne som opplever lite strekk og vil derfor være lite utsatt for feil i forbindelser. Da brua heller ikke har kritiske skjøter er det vurdert at videre kontroll ikke er nødvendig.

Statsrådveien

Det er ikke oppdaget feil hverken under inspeksjon eller i kontrollberegningene. Enkelte knutepunkt anbefales forsterket for å etterleve nytt regelverk.

Sundbyveien

Det er ikke funnet andre avvik enn det prosjekterende selv har rapportert om i skjøten i undergurten. Det er ikke funnet skader på noen av knutepunktene. Det var ikke mulig å benytte tegningsgrunnlaget for å gjenskape fagverksmodellen eksakt.

Tretten

Det er ikke oppdaget feil av betydning i kontrollberegningene. Det er funnet noen få større overskridelser i utnyttelse i forhold til nytt regelverk. Dette er ingen prosjekteringsfeil, men da vi ikke har tilstrekkelig kunnskap om bakgrunnen for regelendringene anbefales det å forsterke de knutepunktene dette gjelder.

Inspeksjonen oppdaget noen for korte dybler i diagonal 5. Diagonalen står i trykk og overfører kreftene ved direkte opplegg. De forkorte dyblene har liten betydning for kapasiteten, men er bestilt utskiftet.

6 Inspeksjon av trebruene

Det er utført spesialinspeksjon av 7 av bruene og siste hovedinspeksjon på samtlige konstruksjoner er gjennomgått.

De det kun ble gjennomgått forrige hovedinspeksjon av var; Flisa, Evenstad og Skubbergsenga. Dette er de tre eldste bruene på listen og det ble vurdert til at man hadde tilstrekkelig driftserfaring for disse slik at spesialinspeksjon ikke ansås som nødvendig. Fokus for inspeksjonene var spesielt knutepunktene.

Det ble ikke avdekket skader av bæremessig betydning i knutepunktene på noen av bruene. Det ble heller ikke observert tegn til overbelastning av det underdimensjonerte knutepunktet på Sundbyveien bru. Noe skader på treverket er observert på Fjelleet og Sundbyveien. Dette antas å komme av montasjefasen, men skadene anses som ubetydelige også for holdbarheten da bruene ble impregnerert med relativt mye kreosot.

Det er ikke funnet noe ved gjennomgang av tidligere inspeksjonsrapporter eller ved de fysiske inspeksjonene som tyder på at bruene har skader som påvirker deres bæreevne.



Figur 1 Skader på tre på Sundbyveien. Skadene viser strekkbrudd på tvers av fibrene utover (rød ring). Kraftretning av forbindelsen er ikke i denne retningen og skaden tilordnes montasjefasen. Skadet trevirke bør trolig meisles bort.

7 Regelverk til bygging av trebruer

Beregningsstandarden for prosjektering av trekonstruksjoner NS 3470 /1/ var gjeldende i to versjoner fra første nyere bru ble bygd i 1995 og fram til mars 2010. Fra 2004 fantes dagens regelverk, Ek5 (NS-EN 1995) /2/, men prosjekter påbegynt med NS 3470 kunne fullføres med denne. Begge var altså gjeldende i en periode. I all hovedsak ble NS 3470 brukt fram til denne ikke lenger var tillatt. En ekstra kontroll er også utført opp mot amerikansk regelverk på enkelte bruer. I dette arbeidet er det ikke gjort noen sammenligning av forskjellene mellom amerikansk og europeisk regelverk.

Ek5-1-1 med tillegg A og Ek5-2 er det mest komplette regelverket som per i dag finnes for beregning av trebruer og er benyttet i denne kontrollen. Når kapasiteten etter nytt regelverk ikke er tilstrekkelig er det gjort en vurdering av endringene fra gammelt regelverk og konsekvensen av disse endringene. Mindre, beregningsmessige overskridelser av kapasiteten på enkelte punkter betyr altså ikke nødvendigvis at det var gjort feil i prosjekteringen.

Gjeldende materialstandard for limtre NS-EN 14080 /7/ er benyttet. Endringer fra forgjengeren NS 1194 /8/ er av liten betydning, men på flere bruer er det angitt en egen nordisk kvalitet, L40c, som har vært litt tvetydig definert i prosjektene. Der denne

materialkvaliteten er benyttet er det her valgt å benytte en densitet på 390 kg/m^3 som tilsvarer GI30c, noe L40c sist ble klassifisert til.

Bakgrunnen for tvetydigheten er at NS 3470 ikke tok utgangspunkt i densitet ved kapasitetsberegning av dybelforbindelser, men hadde en noe forenklet tilnærming sammenlignet med dagens regelverk.

8 Materialkvalitet og densitet

Gjeldende standard for materialkvalitet av limtre er NS-EN 14080 /7/. For dybelforbindelser er det i hovedsak den karakteristiske densiteten som er styrende for kapasiteten.

Kombinert limtre er limtre som bygges opp med forskjellige lamellkvaliteter i inner- og ytterdel av tverrsnittet for optimalisering i forhold til momentkapasitet. Vanlig kvalitet i Norge er per i dag GI30c. For fagverk er egentlig denne optimaliseringen mot moment ikke veldig hensiktsmessig da fagverk utsettes for lite momentkrefter. Likevel velges dette ofte av den prosjekterende. Produksjonsmessig tilordner det seg det mest produserte produktet, men da dybelgrupper og skrudde forbindelser ofte befinner seg sentrert i midtre delen av et tverrsnitt ønsker man seg egentlig størst densitet her. På mange måter vil det derfor heller være ønskelig med homogent limtre som har lik lamellkvalitet over hele tverrsnittet. Vanlig norsk lamellkvalitet er T14.5 og T22, noe som ville tilsvare hhv. GI24h og GI30h.

En annen begrunnelse for å kanskje heller benytte homogent limtre, er at kombinert limtre kan bygges opp av langt mer forskjellig kvalitet i indre tverrsnitt enn kravene til homogent limtre tillater. Koblingen mellom materialstandard og prosjekteringsstandard er kanskje noe mangelfullt behandlet med hensyn til densitet. Mens kravet til GI30h som nevnt er T22-lameller kan GI30c være bygget opp i indre tverrsnitt av alt mellom T11 og T15. Kravene til densitet i T11-lameller er 320 kg/m^3 , mens T15 har krav til 360 kg/m^3 . Dersom man har en dybelforbindelse som er konsentrert mot midten av tverrsnittet vil kravene til lamellene forbindelsen sitter i være en del lavere enn den karakteristiske verdien til GI30c (390 kg/m^3). Dersom man benytter kombinert limtre og man har konsentrerte forbindelser i midten av tverrsnittet kan det derfor være hensiktsmessig enten å angi minste lamellkvalitet for kombinert limtre eller å benytte homogent limtre. Angis en minste lamellkvalitet vil det trolig være naturlig å legge seg på T14.5 da denne er den mest brukte handelsvaren i Norge.

Limtrekvaliteten L40c er blitt brukt på flere trebruer. Denne hadde sitt utspring i en egen teknisk godkjenning gitt av SINTEF og var ikke definert i en standard. Produktet var optimalisert mot nordisk trevirke som hadde en noe høyere strekkfasthet, og dermed også bøyefasthet i forhold til densitet, enn trevirke fra andre deler av Europa. Bøyekapasiteten tilsvarte GI36c i NS1194, men er senere blitt nedklassifisert først til GI32c og deretter til GI30c på grunn av kravet til densitet. Hvilken kvalitet L40c ble likestilt med for den enkelte bru er ikke så enkelt å vite i ettertid, og dette er ikke godt dokumentert ettersom NS3470 ikke benyttet densitet i sine formler for kapasitet.

Formlene i NS3470 tar utgangspunkt i en fast hullkantfasthet på 25 N/mm^2 uavhengig av trevirkets densitet og dyblenes diameter /3/, noe som ifølge Ek5 tilsvarer en densitet på 346 kg/m^2 for 12 mm dybler. De opprinnelige kontrollene ble på grunn av forenklingene i

regelverket utført med en lavere densitet enn hva man reelt sett hadde. Generelt kunne det vært fordelaktig om det fantes materialsertifikater for limtre eller om flere av disse verdiene ble dokumentert på annen måte.

9 Materialfaktorer forbindelser

Ek5 angir to materialfaktorer avhengig om det gjelder forbindelse eller limtre. For limtre er verdien justert i nasjonalt tillegg fra 1,25 til 1,15 i Ek5-1-1. For stålet i forbindelsen er verdien justert fra 1,3 til 1,1 i nasjonalt tillegg til Ek5-2. Dette har trolig skapt noe forvirring.

At korrigeringen kun gjelder for kontroll av limtreværnsnitt og ikke forbindelser kommer ikke godt frem i standarden. Det kan også være et tolkningsspørsmål om blokkutrivning er en kontroll av forbindelsen eller av limtreet. Vår forståelse og anbefaling er at den bør behandles som en del av forbindelsen da den bør stå med samme sikkerhet som øvrige beregninger på forbindelseskapasitet. Materialfaktoren for stål i forbindelse gitt i nasjonalt tillegg kan leses som erstatning for materialfaktoren for forbindelser generelt da den erstatter «linjen» til kontroll av forbindelser. Det anbefales at bruken av disse verdiene tydeliggjøres.

I NS3470 besto materialfaktoren av to delfaktorer, γ_1 og γ_2 , som skulle multipliseres med hverandre. Den første skulle ta hensyn til usikkerhet i materialer, produkter og fabrikkframstilte komponenter, mens den andre skulle ta hensyn til kontrollklasse for utførelse. Det var vanlig å sette $\gamma_1 = 1,1$ for limtre og $\gamma_2 = 1,0$ for trebruer (som forutsatte god kontroll). Da forbindelser med slisseplater og dybler ikke kan sies å være "underlagt sertifiserings- eller godkjenningsordning med systematisk intern og ekstern kvalitetsovervåkning" skulle γ_1 settes lik 1,2 for forbindelser. Det ble imidlertid noen ganger ikke skilt mellom limtre generelt og forbindelser, hvilket ga for lav materialfaktor i forbindelsene. Angående γ_2 kan det diskuteres om knutepunkter i bruer kan sies å være underlagt utvidet utførelseskontroll, dvs. om Vegvesenets egen kontroll på anlegget kan sies å være en uavhengig tredjepartskontroll, eller om knutepunktene kan sies å være enkle, fabrikkframstilte bæresystemer. Vi anser likevel 1,2 som riktig materialfaktoren i hht NS 3470, og har benyttet denne i kontrollarbeidet der NS3470 var del av prosjekteringsgrunnlaget selv om verdien er lavere enn Ek5.

10 Kantavstander

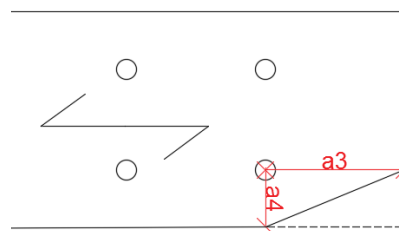
Ek5 angir minste kantavstand og innbyrdes avstand for dybler. Det er funnet enkelte avvik der disse ikke er blitt overholdt, men i større grad er det funnet en noe uforsiktig tolkning av regelverket ved at kantavstandene har blitt målt direkte fra dybelen ved skrå avslutning av staven, se Figur 2.

Innkuttet i enden som her vist er ikke omtalt i prosjekteringsstandarden. Simuleringer utført av NTNU antyder at slike innkutt ikke har betydning for spenningsbildet. Hvorvidt dette påvirker eventuelle sprekkpropageringer er per rapportdato ikke undersøkt. Det kan være hensiktsmessig å utføre forsøk for å avklare dette.

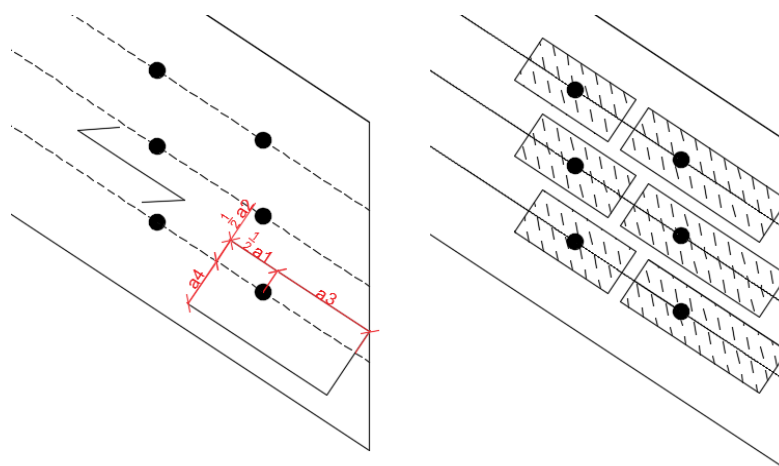
Gruppens anbefaling er å beholde et fiktivt rektangel med bredde tilsvarende målene $\frac{1}{2} a_2$ i henhold til Ek5-1 til hver side av dybelen som vist i Figur 3. Begrunnelsen for denne anbefalingen er at det er bøyestivheten av trevirket på hver side av kraftlinjen som, i tillegg til strekkfastheten på tvers av fiberretningen, holder de to halvdelene sammen og hindrer sprekkutvikling. Det må altså reserveres en bredde på $\frac{1}{2} a_2$ på hver side av kraftlinjen over en lengde på a_3 .

Flere av konstruksjonene er bygd med minimumsmålene som angitt i standarden. Det er verdt å understreke at minimumsmålene ikke er anbefalte verdier, og selv om slik bruk ikke er direkte feil, så er det for Statens vegvesen sin del lite formålstjenlig. Ved å benytte de minste tillatte avstandene i standarden øker sannsynligheten for sprøbrudd, det tillates i praksis ikke med noen utførelsestoleranser eller mindre feil og ved senere kontrollregning kan det bli vanskelig å påvise tilstrekkelig kapasitet hvis kravet til avstandene øker.

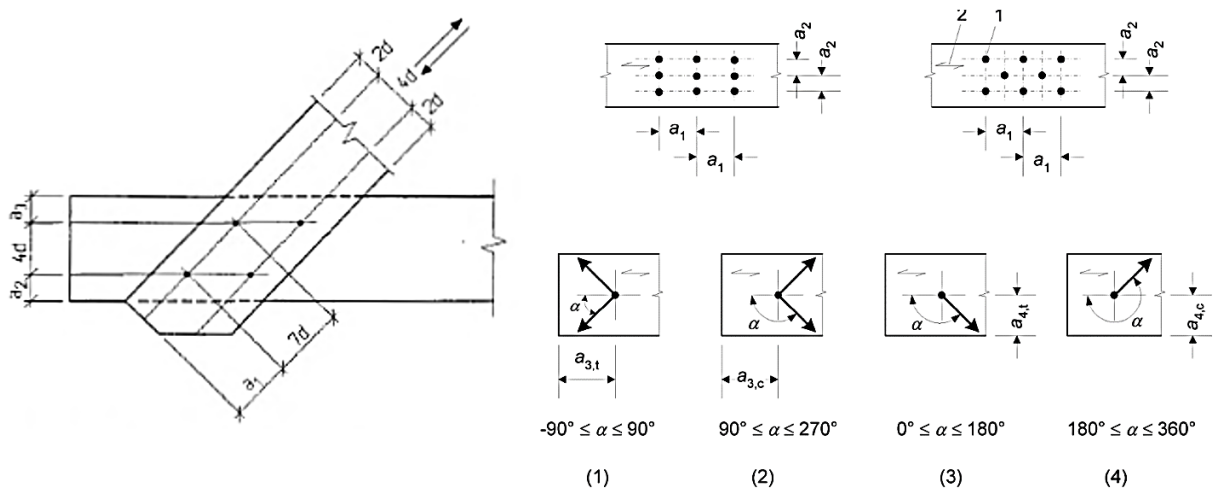
Det anbefales at man vurderer å ta inn temaet i N400.



Figur 2 Innkutt innenfor rektangelen a_3 - a_4



Figur 3 Anbefalt tolkning av kantavstander der hver dybel får en reservert sone



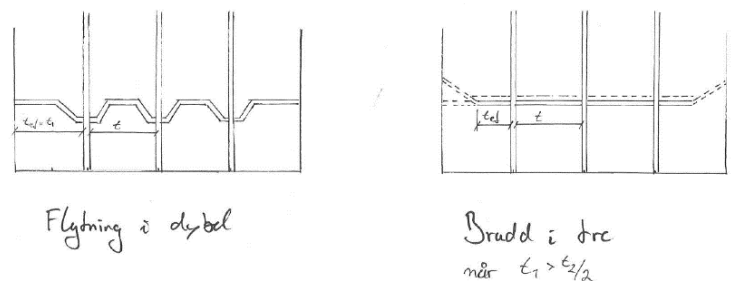
Figur 4 Definisjon av kantavstander i NS3470 (venstre) og Ek5 (høyre). Innkutt er ikke behandlet i standarden. /1/ /2/

11 Effektivt antall dybler

Flere dybler i rekke gir en reduksjon i kapasitet. Det er ikke funnet feil i dette i beregningene, men Ek5-1 er ganske mye mer konservativ enn NS3470 var. Hvorpå sistnevnte ga en reduksjon for antall dybler mer enn 6, gir Ek5-1 en reduksjon allerede ved 2 dybler. Arbeid utført av Siem på NTNU /4/ viser at det trolig ikke er noen reell reduksjon i kapasitet før 4-5 dybler i rekke. Da prosjektering som er riktig utført etter NS3470 ikke kan sies å være feil er det valgt å legge antall effektive dybler basert på NS3470 til grunn der dette er benyttet som prosjekteringsgrunnlag.

12 Beregning av flersnittede forbindelser

Flersnittede forbindelser omtales i Ek5-1-1 pkt 8.1.2 der det kreves kompatibilitet i bruddformene. Dette kravet kommer av at treet ikke kan ha forskjellig tøyning i inner- og yttersnitt ved bruddkapasiteten. Hvordan å etterleve kravet er ikke helt innlysende da kapasiteten av en flerslisset forbindelse styres av flere bruddformer, hvorav den med lavest kapasitet er dimensjonerende. Skal bruddformer kombineres vil det være mulig at det ikke lenger er den laveste som er gjeldende. Dette problemet oppstår gjerne når yttersnittet t_1 er større enn omtrent halve innersnittet ($t_2/2$), noe som er ganske vanlig på trebruer, spesielt i forbindelsen av diagonaler inn på under- eller overgurt. Gruppen har ikke gått i detalj på hvordan dette er



Figur 5 Ved flyteledd er kapasiteten bestemt av dybelen. Ved brudd i treet må det regnes en effektiv lengde på ytterste del.

etterlevd, men prosjekteringsstandarden fremstår som mangelfull på dette området. En mulig forenklet analysemetode er å redusere t_1 til $t_2/2$ når dimensjonerende bruddform i innersnittet gir brudd i trevirket, se Figur 5. Dette er også gjort i kontrollberegningene på bruene bortsett fra Blakkisrud og Fjell-leet. For Blakkisrud og Fjell-leet er kontrollen forenklet ved å kombinere laveste bruddkapasitet uavhengig av kinematisk kompatibilitet.

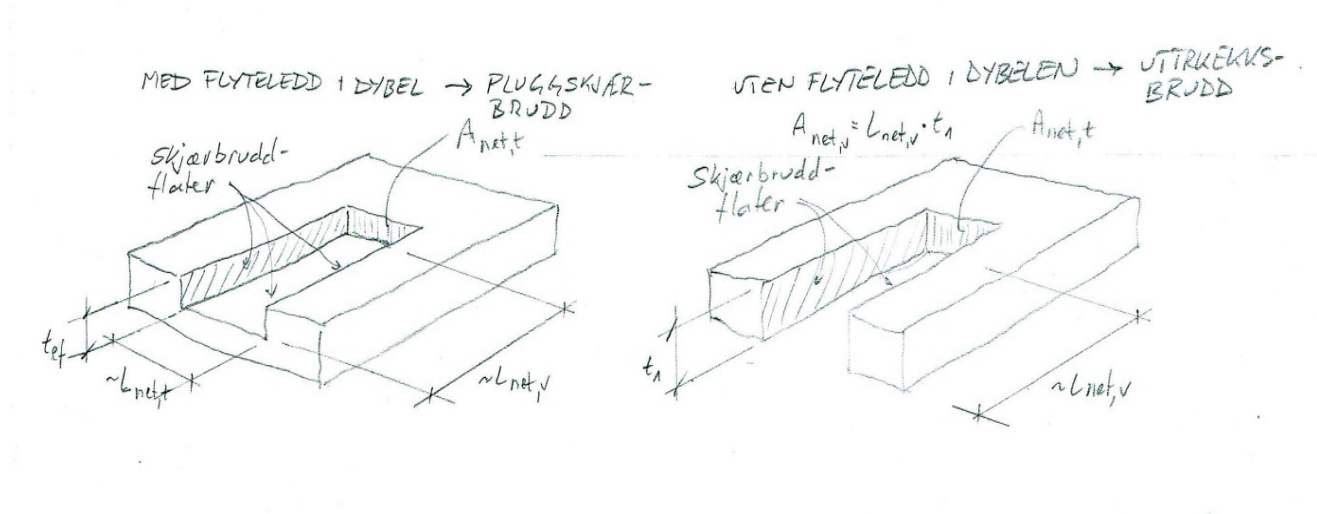
Det reelle svaret er trolig relativt komplisert. En mer detaljert forklaring og framgangsmåte er gitt i vedlegg 1.

13 Blokkutring

Blokkutring er en bruddform der treet rundt forbindelsen ryker som vist i Figur 6 og med eksempel fra en stav på Perkolo i vedlegg 2. NS3470 foreskrev ingen retningslinjer for kontroll av denne bruddformen. Ek5-1 stiller krav til at «*det skal tas hensyn til at kapasiteten til stål-mot-tre-forbindelser som har en belastet ende, kan bli redusert på grunn av svikt langs omkretsen av forbindere*». I informativt tillegg gis det en mulig måte å regne dette på, men det stilles ikke krav til at denne metoden skal benyttes.

Gjennomgangen av bruene har vist at enkelte knutepunkter har overskridelser ved kontroll av blokkutring i henhold til beregningsmetoden i informativt tillegg i Ek5, da spesielt bruer beregnet etter NS3470. For nyere bruer etter Ek5 er det avdekket noe uforsiktig bruk av dette regelverket.

Bakgrunnen for reglene rundt blokkutring må fremdeles gjennomgås, men gruppa anbefaler at man ser på forsterkningstiltak mot blokkutring på bruer der det finnes overskridelser. Dette arbeidet er allerede påbegynt.



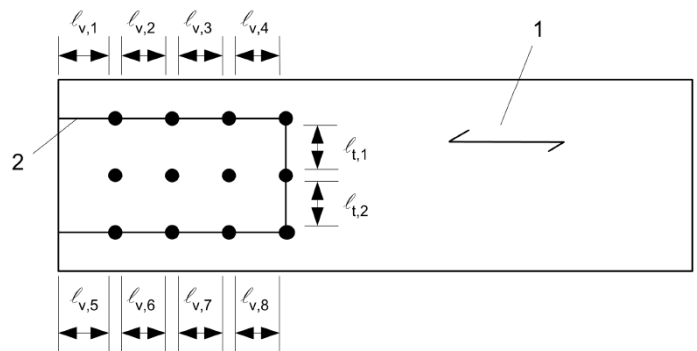
Figur 6 Blokkutring av forbindelser

Blokkutringens kapasitet bestemmes av tykkelsen t_{ef} og t_1 vist i Figur 6. Vanligvis er det strekkkapasiteten for treet i arealet $A_{net,t}$ vist i Figur 6 og i Figur 7 som gir størst kapasitet. Bredden som skal benyttes er den totale bredden til tverrsnittet med fratrekk av slissen til slisseplaten. Enkelte beregninger er gjort uten dette fratrekke og figuren i

prosjekteringsstandarden viser kun forenklet situasjon for ensnittede forbindelser og ikke flersnittede forbindelser.

N400 krever at konstruksjonen oppfører seg duktil i bruddgrensetilstand mens prosjekteringsstandarden angir kun kapasiteten til bruddformen. Blokkutrivning er en sprø bruddform. Sikkerheten mot blokkutrivning som sprøbrudd er ikke definert og vi kan ikke se at det er gjort noen vurderinger opp mot dette spesielt. For øvrig vises det til avsnitt om materialfaktorer.

En mere detaljert gjennomgang av blokkutrivingsproblematikken for flersnittede forbindelser er gitt i vedlegg 2.



Figur 7 Arealene som fastsettes for kontroll av blokkutrivning er bestemt av lengden mellom dyblene på tvers (strekkbrudd, $l_{t,i}$) eller langsmed dybelgruppen (skjærbrudd, $l_{v,i}$) / 2/

14 Dyblers materialfasthet

Opprinnelig ble det benyttet dybler med S235-kvalitet og 4.6-kvalitet. I det senere er det gått over til rustfrie dybler, først til 355-kvalitet og deretter til 550-kvalitet. NS3470 benyttet stålets flytespenning som grunnlag, mens Ek5 benytter stålets strekkfasthet som grunnlag. I Ek5 framgår det ikke hvilken kvalitet som ligger til grunn for formelverket.

Overgangen til høyfast rustfritt stål kan være noe uheldig da rustfritt stål ikke har et klart definert flyteplatå og generelt vil høyere stålfasthet gå i retning av sprøere oppførsel ved at bruddmekanismen flyttes til brudd i trevirket. Gruppen vil anbefale at dette ses nærmere på i neste revisjon av N400.

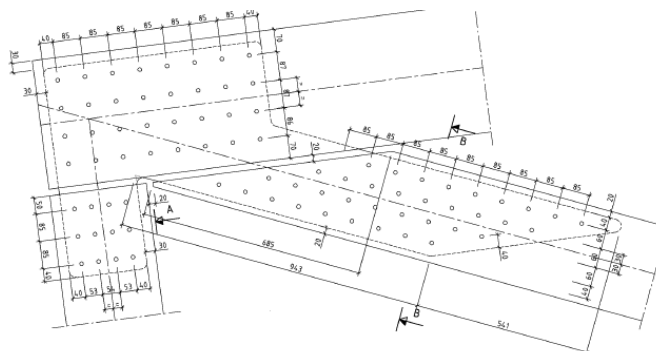
Noen flere vurderinger rundt dette er gjort i vedlegg 3.

15 Rotasjonsstivhet av forbindelser

Fagverkskonstruksjoner kan beregnes som ideelle fagverk, som en momentstiv ramme eller noe imellom. Ideelt fagverk vil si at knutepunktene betraktes som ideelle ledd. Man får da bare aksialkrefter i fagverksstavene. Imidlertid vil knutepunktene i en fagverksbru ha en viss rotasjonsstivhet. Dermed oppstår det momenter i knutepunktene – altså en viss rammevirkning. Aksialkreftene i stavene blir som følge av det noe mindre. For fagverkets totale bæreevne spiller disse momentene ingen rolle så lenge fagverksstavene er dimensjonert for aksialkreftene i et ideelt fagverk. En effekt er imidlertid at de forårsaker en ekstra belastning på dyblene på tvers av fiberretningen, noe som ble undersøkt nærmere.

Rotasjonsstivheten til et knutepunkt med tre staver på Blakkisrud ble undersøkt, se Figur 8. Denne ble ansett som representativ for øvrige forbindelser. Det ble funnet ut at innspenningsgraden av knutepunktet var omtrent 1/13 av gurtens stivhet. Ut ifra dette ble

det konkludert med at en ideell fagverksmodell var mer representativt enn en rammemodell, og at momentbidraget i knutepunkt trolig kun er nødvendig å kontrollere i spesielle tilfeller. Spesielle tilfeller kan være eksentrisk belastning, svært lange forbindelser eller annet som øker enten stivheten eller belastningen. Dette samsvarer også med tidligere funn i studentoppgave utført på trebruer /5/.



Figur 8 Knutepunkt på Blakkisrud som er undersøkt for bidraget fra rotasjonsstivheten

Kontrollregningene utført på bruene omtalt i denne rapporten er kontrollert som ideelle fagverk. Benyttes en forenklet modell i prosjekteringen er det egne regler for dette i Ek5, blant annet at kapasiteten ikke skal utnyttes mer enn 70%.

16 Størrelse på slisseplater

Standardene angir ingen restriksjoner på lengde og høyde av slisse- og laskeplater. Store plater vil naturlig føre til tvangsspenninger mellom stål og tre. Spesielt kan dette være kritisk på tvers av fiberretningen da strekkfastheten i den retningen er spesielt lav. Det vil derfor kunne oppstå sprekker på langs av fibre som kan føre til en reduksjon av kapasiteten til forbindelsene.

Selv om det ikke er angitt noen maksimumsstørrelse for slike plater, kan man regne med at de dimensjonene som til nå er brukt er i orden ettersom det hittil ikke er registrert denne typen riss. I det følgende sammenlignes en dybelgruppe på 1000x300 mm med hensyn på fukt og temperatur.

Fuktnivået på trebruene ligger på mellom 10 og 16%, med årlig variasjon på rundt 2–3% i indre tverrsnitt. For en dybelgruppe på 1000x300 mm med nøytralakse i senter vil dette resultere i bevegelser i lengde- og bredderetning på mindre enn 0,1 mm. Tatt kryp i betraktning vil disse verdiene kunne neglisjeres.

Antar man en maksimal temperaturdifferanse mellom tre og stål på 15°C vil det for overnevnt dybelgruppe kunne oppstå lengdedifferanser på mindre enn 0,1 mm i lengderetning og omtrent 0,8 mm i bredden.

Det konkluderes med at dette trolig ikke er et problem med de forbindelsene som var blitt prosjektert på disse bruene, men prosjekteringsstandarden kan virke noe mangelfull når den ikke angir begrensninger for størrelsen på forbindelsene.

17 Tegningsgrunnlag

For ingen av de kontrollerte bruene fantes det et enkelt tegningsgrunnlag som muliggjorde det å sette opp en enkel fagverksmodell. To av bruene anga vinkler på fagverk som gjorde det mulig å gjenskape en eksakt modell basert på målene, men på øvrige manglet den vertikale avstanden mellom knutepunktene systemakser. I arbeidet her er informasjonen hentet fra DWG-modeller, dels fra arkivert materiale og dels levert av prosjekterende.

Vi er av den oppfatning at det bør være mulig å sette opp en enkel beregningsmodell basert på fastsatte mål på tegningene og at det ikke bør være nødvendig å benytte DWG-modellen eller måle for hånd på tegning. Nodeplassering vil også være oppgitt i beregningene, men en reell uavhengig kontroll vil være mere tjent med å ta utgangspunkt i tegningsgrunnlaget og ikke beregningsrapporten.

Det anbefales at det i fremtiden stilles krav til at tegningsgrunnlaget viser nodenes plassering på en slik måte at det er mulig å sette opp en enkel beregningsmodell både av hensyn til kontroll av bruene og av hensyn til senere kontrollregning, både av engangstransporter og klassifiseringer.

18 Beregningsrapporter og kontroll

Omfanget av og kvaliteten av beregningrapportene varierer veldig. Mens en var på 140 sider er en annen på litt over 1000 sider uten at bruene var svært forskjellige. Enkelte har også manglet underskrift for sidemannskontroll og interngodkjenning. Generelt synes gruppa at det har vært utfordrende å gå gjennom dokumentasjonen på flere av bruene. Årsaken til det kan være oppbygningen, forklaringer på hva som er gjort, eller at tråden er vanskelig å følge. Enkelte bruer har også manglet dokumentasjon på enten utførte deler, eller på deler av beregningene der det eksempelvis står at gjenstående kontroller må utføres. Det enkleste har derfor vært å kontrollere opp mot egen modell der selv svært forenklede modeller ofte har vist svært god overensstemmelse med belastningene i beregningsrapporten. Ulempen er at denne framgangsmåten egnest mest for relativt enkle kontroller som knutepunkt og rene tverrsnitt, men gir ikke nok informasjon om for eksempel instabilitet.

19 Forslag til videre arbeid

I dette arbeidet med kontrollene har det kommet opp flere forhold som det bør ses nærmere på. Denne rapporten gir ikke svar eller anbefaling på flere av disse forholdene, men i det følgende gis det innspill og anbefaling for videre arbeid. Dette vil bli tatt opp i de respektive fora.

Forhold knyttet til material- og materialstandarden for limtre:

- Krav til kombinert limtre bør angis nærmere av prosjekterende og i håndbøkene da det gis tillatelse til flere varianter. Dette kan være uheldig da gjennomsnittsverdiene som benyttes i de videre beregninger ikke nødvendigvis er helt representative for konsentrerte forbindelser.

- Det har vært vanskelig å fastslå materialeegenskapene på limtreet i bruene. For senere beregninger ville det vært fordelaktig om mere informasjon om leverte materialer forelå enten i form av materialsertifikater eller i form av en nærmere angivelse på som-bygd-tegning. Dette fordi den samme benevnelsen er benyttet om flere kvaliteter.

Forhold knyttet til Ek5:

- Materialfaktorene er ikke klart definert opp mot bruksområdet, det vil si hvilke kontroller de omfatter. Dette spesielt med tanke på hva en kontroll av forbindelse innebærer.
- Innkutt i limtreet ved dybelgrupper er simulert av NTNU og resultatene antyder at dette ikke har betydning for spenningsbildet. Hvorvidt det påvirker eventuelle sprekkpropageringer er per rapportdato ikke undersøkt. Det kan være nødvendig å utføre forsøk for å avklare dette da det gjelder flere eksisterende konstruksjoner.
- Gruppens anbefalte tolkning av krav til kantavstander av dybler er å beholde et fiktivt rektangel rundt hver dybel. Denne tolkningen bør undersøkes og sammenlignes med bakgrunnen for reglene.
- Kombinering av kapasiteten til flersnittede plater angis med krav om kompatibilitet av forbindelsens bruddform. Hvordan å etterleve dette samt få riktig resultat av kapasiteten er komplisert og ikke videre behandlet i standarden.
- Ek5 angir ingen øvre grense for størrelsene på forbindelsene.

Forhold knyttet til N400:

- Flere av konstruksjonene er bygd med minimumsmålene mellom dybler, og fra dybel til kant, som angitt i standarden. Det kan være hensiktsmessig å vurdere en annen veiledning i N400 da minimumsmålene kan være et lite heldig valg både av hensyn til den praktiske gjennomføringen og ønske om mere duktil oppførsel.
- Omfanget av og kvaliteten av beregningrapportene varierer veldig. Bruseksjonen i vegdirektoratet har tatt grep om dette ved å etablere ett mottaksteam som kontrollerer kvaliteten. Erfaringen gjort her støtter opp om dette behovet.
- Det anbefales at det i fremtiden stilles krav til at tegningsgrunnlaget viser nodenes plassering på en slik måte at det er mulig å sette opp en enkel beregningsmodell både av hensyn til kontroll av bruene og av hensyn til senere kontrollregning både av engangstransporter og klassifiseringer.
- Det anbefales at N400 tydeliggjør krav om kontroll av blokkutrivning og angir noen retningslinjer for sikkerhet mot blokkutrivning. Sikkerheten mot blokkutrivning, som sprøbrudd, er ikke definert og vi kan ikke se at det er gjort noen vurderinger opp mot dette spesielt.
- Overgangen til høyfast rustfritt stål kan være noe uheldig da rustfritt stål ikke har et klart definert flyteplatå og generelt vil høyere stålfasthet gå i retning av sprøere oppførsel ved at bruddmekanismen flyttes til brudd i trevirket. Gruppen vil anbefale at dette ses nærmere på i neste revisjon av N400.

Referanser:

/1/ NS3470-1:1999. Prosjektering av trekonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler. Del 1: Allmenne regler. Utgått.

/2/ NS-EN 1995 Prosjektering av trekonstruksjoner, her med henvisning til NS-EN 1995-1-1:2004 NA:2010 A2:2015 «Del 1: Allmenne regler og regler for bygninger» og NS-EN 1995-2:2004 NA2010 «Del 2: Bruer».

/3/ Bell, Kolbein, Forbindelser, NTNU, 2007

/4/ Siem, Jan, Kapasitet og duktilitet av dybelforbindelser i trekonstruksjoner, Doktor ingeniøravhandling 1999:46, NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk, Trondheim 1999

/5/ Bøhn, Ianto og Daniel, Undersøkelse av rotasjonsstivheten til en dybelforbindelse, masteroppgave Universitet for miljø- og biovitenskap, 2011.

/6/ Kollapsen av Perkolo bru - hva gikk galt?, Bruseksjonen i Vegdirektoratet, 2016.

/7/ NS-EN 14080:2013, Trekonstruksjoner, limtre og limt laminert heltre. Krav.

/8/ NS-EN 1194: 1999, Trekonstruksjoner, limtre. Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier. Utgått.

Forkortelser

Ek5: NS-EN 1995

N400: Håndbok N400 Bruprosjektering. Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Statens Vegvesen. Gjeldende versjon 2015.

GIXXc: Limtrekvalitet, Gl = Glued Laminated, c = combined. Limtreet er bygget opp av forskjellig lamellekvalitet

GIXXh: Limtrekvalitet, Gl = Glued Laminated, h = homogeneous. Limtreet er bygget opp lameller med lik kvalitet

L40c: Limtrekvalitet i henhold til egen teknisk spesifikasjon.

T11/14.5/T22: Lamellekvalitet, T angir lamellens karakteristiske strekkfasthet.

Vedlegg 1 – Flersnittede forbindelser

I det følgende er noen problemer som har vist seg ved beregning av store, flersnittede forbindelser diskutert. Problemene oppstår fordi trekonstruksjonsstandarden NS-EN 1995-1-1 (Ek5) kun behandler én- og to-snittede forbindelser, dvs. kun utenpåliggende laskeplater av stål og én-slissede forbindelser. For trebroer er det som regel behov for store forbindelser med to og flere innslissede stålplater. Det er derfor behov for å klarlegge hvordan reglene i Ek5 kan utvides til også å gjelde flersnittede forbindelser. Dessuten er geometrien i forbindelsene ofte styrt av andre forhold enn å oppnå en optimal forbindelse.

Ek5 gir noen retningslinjer for flersnittede forbindelser i pkt. 8.1.3:

- (1) I flersnittede forbindelser kan motstanden i hvert snitt bestemmes ved å anta at hvert snitt er del av en serie dobbeltsnittede forbindelser.
- (2) For å kunne kombinere motstanden fra hvert enkelt snitt i en flersnittede forbindelse må de bestemmende bruddformene for forbinderne i hvert enkelt snitt være forenlig med hverandre, og de kan ikke bestå av en kombinasjon av bruddformene (a), (b), (g) og (h) fra figur 8.2 eller formene (c), (f) og (j/l) fra figur 8.3 med de andre bruddformene.

Effektiv lengde av dybelen i ytterste trelag

Ved trebroer vil ofte det ytterste trelaget, dvs. den delen av tverrsnittet som ligger utenfor ytterste slisseplate, være betydelig tykkere enn det som er nødvendig for å få full effekt av dyblene. Det vil si at tykkelsen t_1 er så stor at bruddformene (c) og (f) ikke uten videre vil være mulige.

På grunn av kravet om kontinuitet gjennom slisseplaten må rotasjonen der være null enten platen er tykk eller tynn. Ser man da på dybelen i den ytre tredelen som en innspent, utkraget bjelke med belastning fra hullkantrykket $f_{h,k} \cdot d$ kan man regne ut innspenningsmomentet. Ved å sette innspenningsmomentet lik med det plastiske momentet $M_{y,Rk}$ kan man beregne en effektiv utkragerlengde l_{ef} . Belastningen vil ikke være jevn fordelt, men være avhengig av dybelens deformasjon tilsvarende en bjelke på elastisk underlag. Det vil si at lasten, basert på en lineær, elastisk betraktning, avtar utover utkrageren.

Ser man forenklet på det kan man beregne innspenningsmomentet og dermed den effektive utkragerlengden basert på jevnt fordelt last. Innspenningsmomentet blir da:

$$M_{y,Rk} = q \cdot l_{e,1}^2 / 2 \quad \text{og skjærkraften} \quad F_{v,Rk} = q \cdot l_{e,1}$$

Sammenligner man med en trekantlast blir momentet:

$$M_{y,Rk} = q \cdot l_{ef,2}^2 / 6 \quad \text{og skjærkraften} \quad F_{v,Rk} = q \cdot l_{e,2} / 2.$$

Man ser at den effektive lengden $l_{ef,2}$ ved trekantlast blir $\sqrt{3} \approx 1,7$ ganger større enn ved jevnt fordelt last, men at den tilhørende skjærkraften blir $\sqrt{3}/2 \approx 0,87$ av den ved jevnt fordelt last. Da det er skjærkraften ved opplegget, $F_{v,Rk}$, som teller i denne sammenheng og forskjellen ikke er veldig stor, virker det forsvarlig å anta jevnt fordelt last.

I tillegg kommer det aspektet at trevirket ikke vil oppføre rent elastisk i en bruddsituasjon. Man kan sikkert anta at hullkantrykket oppfører seg plastisk i området nær innspenningen og således ytterligere underbygger antagelsen om jevnt fordelt belastning.

Bruddformenes kinematiske forenlighet

Ek5 angir en rekke bruddformer (fig. 8.3). For flersnittede forbindelser vil noen av dem, dvs. bruddform (a), (b), (g) og (k), ikke være mulige pga. kontinuiteten over slisseplaten. Bruddformene i den ytre og den indre delen av forbindelsen er dessuten kinematisk avhengige av hverandre. Det vil si at man ikke kan kombinere bruddformer som forutsetter små forskyvninger som bruddform (c), (f) og (j/l) med de andre bruddformene. Standarden forutsetter at man regner ut kapasiteten for aktuelle bruddformer i yttersnitt og innersnittene hver for seg, velger den minste kapasiteten i hvert snitt og summerer dem til slutt. Det oppstår da et problem hvis den minste kapasiteten i snittene ikke er basert på bruddformer som er kinematisk samsvarende: Hvordan går man frem da?

Standarden gir ikke svar på det. Man kunne tenke seg at en konservativ metode ville være å se bort fra kravet om bruddformenes forenlighet og velge minste kapasitet i hvert snitt. Det ville være praktisk, men ufysisk. Enhver forandring av bruddform ville da gi større kapasitet. I tillegg er det en ulempe at man med denne metoden ikke bestemmer hvilken bruddform som vil opptre, noe det er behov for ved beregning av blokkutrivning.

En annen betraktningstype ville være å anta at det er bruddformen i den indre delen av forbindelsen – som jo utgjør den største delen av kapasiteten – som styrer deformasjonen i forbindelsen og dermed også bruddformen i den ytre delen. Det betyr f.eks. at hvis bruddform (j/l) med liten deformasjon gir minst motstand i indre del må nødvendigvis bruddform (c) bli dimensjonerende i ytre del selv om bruddformene (d) og (e) gir mindre motstand.

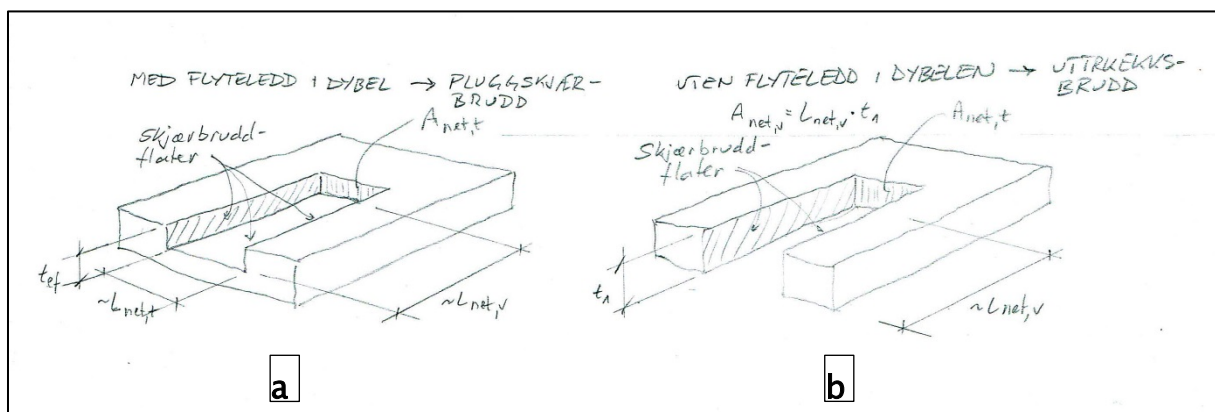
Når tykkelsen av ytre del t_1 er stor vil bruddform (c) kunne gi en beregningsmessig urimelig stor motstand. En måte å løse det på kan da være å bruke en beregningsmessig tykkelse t_{ef} som beskrevet i forrige kapittel i og med at momentet i innspenningen ikke kan være større enn det plastiske momentet uten at dybelen bøyer seg.

Vedlegg 2 – Beregning av blokkutrivning ved flersnittede forbindelser

I det følgende er det gjort et forsøk på å utvide formlene (A.2) og (A.3) i EC5-1-1 til også å kunne brukes for flersnittede forbindelser. Det er spesielt bestemmelse av skjærarealet det er lagt vekt på.

Blokkutrivning ved énsnattet forbindelse

Uttrykkene (A.2) og (A.3) i standarden gjelder kun for énsnittede forbindelser, dvs. med én stålplate og ett trestykke. Standarden angir to mulige bruddformer: Uttreksbrudd og pluggskjærbrudd. Uttreksbrudd oppstår når dyblene ikke får flyteledd, og hele tykkelsen t_1 trekkes ut. Pluggskjærbrudd oppstår når dyblene får flyteledd og ikke klarer å trekke med seg hele tykkelsen t_1 , men kun en del tilsvarende t_{ef} . Figur 9a er basert på standardens figur A.2 som viser et pluggskjærbrudd for en énsnattet forbindelse. Den viser at når det oppstår



Figur 9

flyteledd i dybelen (bruddform (d) og (e)) vil det kunne stå igjen en "bunn" i trestykket når pluggen trekkes ut. Tykkelsen av trepluggen vil da være lik dybelens effektive lengde t_{ef} . Man kan selvfølgelig lure på om en slik intakt bunn som figur A2 viser vil stå igjen i praksis, men man må vel anta det som standardens anbefalte regnemodell. Figur 9b viser hvordan tilsvarende figur vil bli ved et blokkskjærbrudd, altså når dybelen ikke får flyteledd (bruddform (c)). Blokken får da en tykkelse lik t_1 . For pluggskjærbrudd vil det altså oppstå skjærbrudd på tre flater (Figur 9a) og for blokkskjærbrudd på to flater (Figur 9b) for en énsnattet forbindelse.

Arealet vinkelrett på fiberretningen eller strekkbruddflaten er i EC5 definert som:

$$A_{net,t} = L_{net,t} \cdot t_1 \quad (\text{A.2})$$

Det er kun gitt ett uttrykk uavhengig om det dreier seg om uttreksbrudd eller pluggskjærbrudd. Man skulle tro at ved bruddform (a), (b), (d) og (e), dvs. ved pluggskjærbrudd, skulle t_{ef} vært brukt. Det ville gitt en litt mindre strekkbruddflate (jfr. Figur 9a). Hvorfor t_{ef} ikke er tatt hensyn til er ikke klart.

Ved blokkskjærbrudd vil skjærarealet $A_{net,v}$ bestå av begge sideflatene i uttreksprismet, mens ved pluggskjærbrudd vil skjærarealet bestå av både prismets sideflater og av bunnflaten. Uttrykkene for skjærareal blir da:

$$\text{Blokkskjærbrudd: } A_{net,v} = L_{net,v} \cdot t_1 \quad (\text{A.3})$$

$$\text{Pluggskjærbrudd: } A_{net,v} = \frac{L_{net,v}}{2} \cdot L_{net,t} + L_{net,v} \cdot t_{ef} = \frac{L_{net,v}}{2} \cdot (L_{net,t} + 2 \cdot t_{ef}) \quad (\text{A.3})$$

I uttrykket for pluggskjærbrudd representerer første ledd "bunnarealet" og andre ledd sideflatene.

Blokkutrivning ved flere slisseplater

Basert på uttrykkene (A.2) og (A.3) i EC5 kan man utlede tilsvarende uttrykk for forbindelser med flere slisseplater. I Figur 10 er en isometrisk figur av en stavende med to slisseplater og 3x3 dybler skissert. Den viser hvordan en slik forbindelse vil kunne se ut og hvilke mål som hører sammen. (NB! Forbindelsen er dreiet 90 grader i forhold til Figur 9.)

Det er ikke så lett å se hvordan det blir på grunn av alle linjene, men et omtrentlig begrep får man vel.

Basert på EC5s figur A.1 og A.2 og ved å kalle antall slisseplater n_p og antall dybelrader i fiberretning $n_{d,0}$ og på tvers av fiberretning $n_{d,90}$ kan standardens uttrykk utvikles til å gjelde for flersnittede forbindelser.

Basert på Figur 10 er i det følgende generelle uttrykk for dimensjonene på et uttrekksprisme utledet:

$$\text{Høyde:} \quad L_{net,t} = \sum l_{t,i} = n_{90} \cdot (a_2 - d) \quad (\text{A.5})'$$

$$\text{Lengde:} \quad L_{net,v}/2 = \sum l_{v,i}/2 = a_{3t} - d/2 + n_{d,0} \cdot (a_1 - d) \quad (\text{A.4})'$$

$L_{net,v}$ er delt på to fordi den omfatter begge sider. Avhengig av bruddform, dvs. avhengig av om ytre del av dybelen får flyteledd eller ikke, blir bredden:

$$\text{Bredde blokkskjærbrudd:} \quad B_{net} = 2 \cdot t_1 + (n_p - 1) \cdot t_2 \quad \text{for bruddformene (c, f, j/l, k, m)}$$

$$\text{Bredde pluggskjærbrudd:} \quad B_{net} = 2 \cdot t_{ef} + (n_p - 1) \cdot t_2 \quad \text{for alle andre bruddformer}$$

De effektive strekkbruddarealene blir da:

$$\text{Blokkskjærbrudd:} \quad A_{net,t} = L_{net,t} \cdot B_{net} = L_{net,t} \cdot (2 \cdot t_1 + (n_{pl} - 1) \cdot t_2) \quad (\text{A.2})'$$

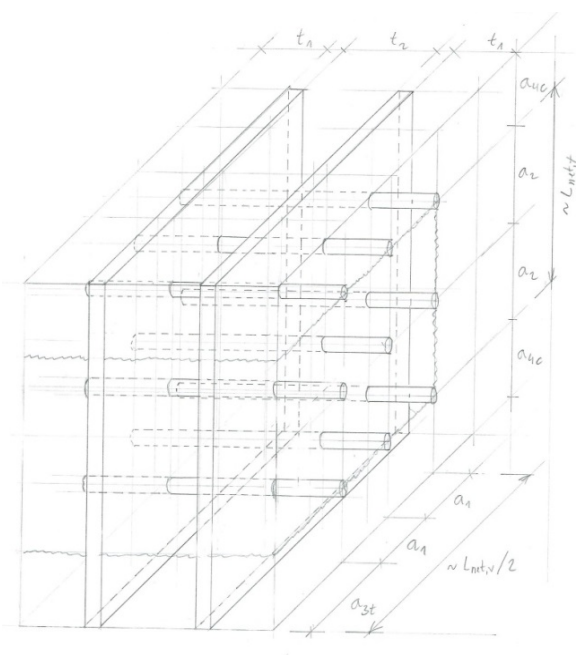
$$\text{Pluggskjærbrudd:} \quad A_{net,t} = L_{net,t} \cdot B_{net} = L_{net,t} \cdot (2 \cdot t_{ef} + (n_{pl} - 1) \cdot t_2) \quad (\text{A.2})''$$

De effektive skjærbruddarealene blir:

$$\text{Blokkskjærbrudd:} \quad A_{net,v} = L_{net,v} \cdot B_{net} = L_{net,v} \cdot (2 \cdot t_1 + (n_{pl} - 1) \cdot t_2) \quad (\text{A.3})'$$

$$\begin{aligned} \text{Pluggskjærbrudd:} \quad A_{net,v} &= L_{net,v} \cdot L_{net,t} + L_{net,v} \cdot (2 \cdot t_{ef} + (n_{pl} - 1) \cdot t_2) = \\ &= L_{net,v} \cdot (L_{net,t} + 2 \cdot t_{ef} + (n_{pl} - 1) \cdot t_2) \end{aligned} \quad (\text{A.3})''$$

I uttrykket (A.2)'' er det forutsatt at t_{ef} erstatter t_1 ved pluggskjærbrudd (jfr. kommentar ovenfor).



Figur 10



Eksempler på blokkutriving på Perkolo bru

Vedlegg 3 – Dybelens plastiske moment

NS 3470

NS 3470 hadde ikke noe direkte uttrykk for dybelens flytemoment eller plastiske moment. For å ta hensyn til dybelstålets fasthet inngikk kun faktoren $\sqrt{f_y/240}$ i uttrykkene for kapasiteten R_k for de aktuelle bruddformene.

NS-EN 1995

I Eurokoden er det introdusert et uttrykk som kalles karakteristisk verdi for flytemomentet:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \quad (8.30)$$

der

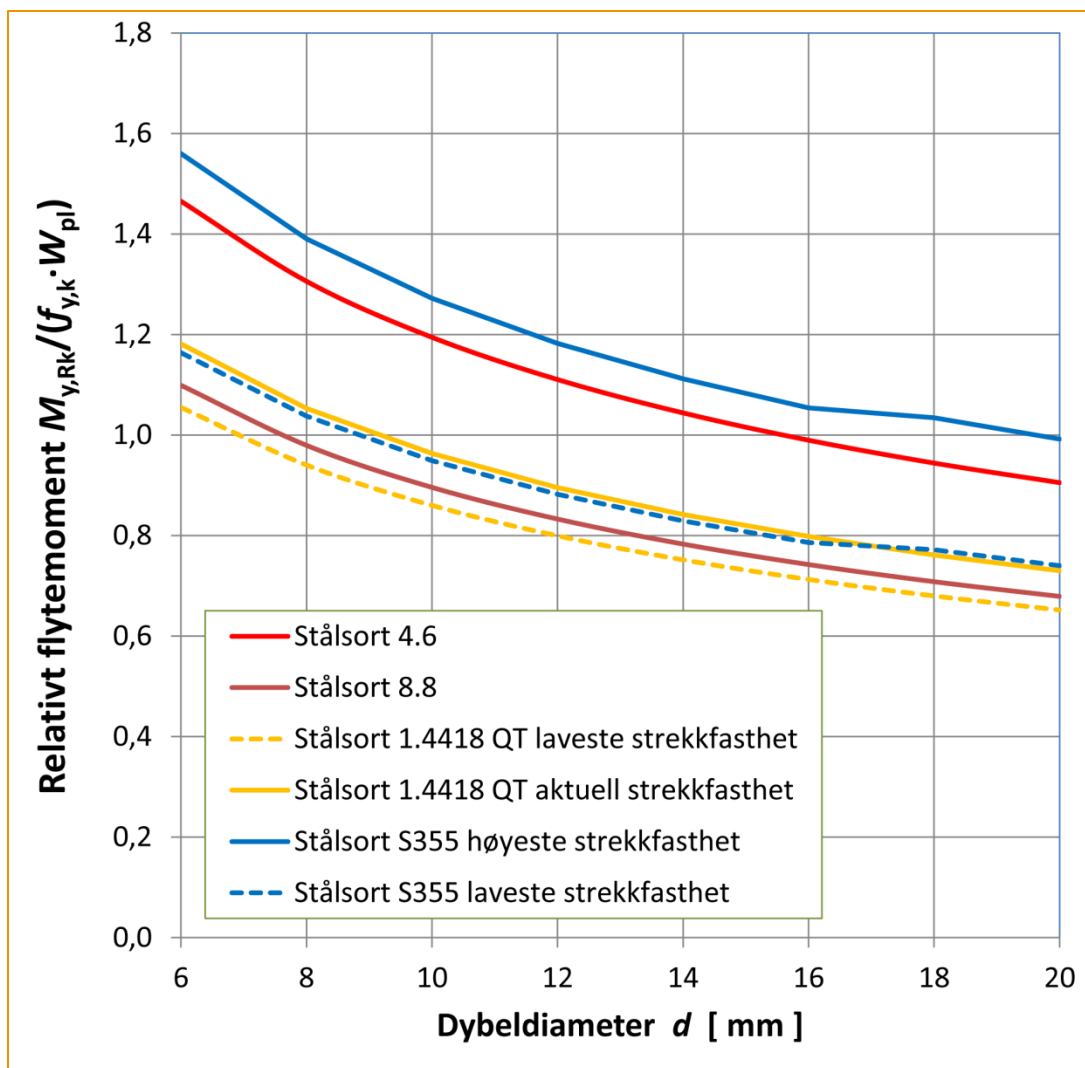
$f_{u,k}$ er den karakteristiske strekkfastheten [N/mm²]

d er boltediameteren [mm]

Uttrykket er ikke dimensjonsrent og vanskelig å forstå hvordan er utledet. Det vil slå ulikt ut avhengig av dybeldiameter og stålfasthet. For å gi et inntrykk av hvordan det slår ut er flytemomentet normalisert med et rent plastisk moment $M_{pl} = f_{y,k} \cdot W_{pl}$ i Figur 11 der $f_{y,k}$ er tatt som stålets aktuelle flytespenning (eller 0,2 %-proporsjonalitetsgrense).

Vi ser av figuren at verdien av flytemomentet $M_{y,Rk}$ for høyere fastheter og dybeldiameterer større enn 8 mm er mindre enn et tilsvarende utregnet plastisk moment. For 4.6-stål og 16 mm dybel er forøvrig forholdet lik 1,0 – noe som kan tyde på at denne kombinasjonen var utgangspunktet.

Av Figur 11 fremgår det også at kombinasjonen 12 mm dybel og stålsort 1.4418 QT, som er det som ble brukt på Sundbyveien bru, gir et forhold på 0,8 og må kunne antas å være konservativt.



Figur 11: Sammenheng mellom Eurokodens flytemoment og dybeldiameter ved forskjellige stålfastheter

I formelen for flytemomentet i NS-EN 1995 ligger det altså innbakt en fast omregningsfaktor fra strekkfasthet til flytegrense. Når dette forholdet varierer fra 1,67 for 4.6-stål til 1,11 for 10.9-stål er det åpenbart at omregningen ikke kan stemme for alle stålsorter. Imidlertid viser Figur 11 at omregningen blir mer og mer konservativ for økende stålfasthet og for økende diameter.

Imidlertid spesifiserer stålstandarden (f.eks. NS-EN 10025-2) én bestemt verdi for minimum flytegrense (R_{eH}), mens den for strekkfastheten (R_{em}) spesifiserer et større intervall. For S355 og $d \leq 16$ mm er $R_{eH} = 355$ N/mm² og $R_{em} = 470$ –630 N/mm². I trestandarden NS-EN 1995-1-1 står det at verdien $f_{u,k}$ er den karakteristiske strekkfastheten (8.5.1.1(1)), men noen slik verdi er ikke definert – heller ikke i NS-EN 1993-1-1 som forutsetter nominelle verdier (f_y og f_u). Det blir da i prinsippet uklart hvilke verdier man skal bruket, selv om nok de fleste velger de lavere verdiene.



Statens vegvesen
Region øst
Ressursavdelingen
Postboks 1010 Nordre Ål 2605 LILLEHAMMER
Tlf: (+47 915) 02030
firmapost-ost@vegvesen.no

vegvesen.no

Trygt fram sammen