

Rivaan Fadel Abbas Mohamed
Kjartan Urne
Halvor Idar Hegland Guttelvik

Dimensjonering ved hjelp av prøving

Når velger man prøving, og hvordan prøver man?

Bacheloroppgave i Byggingeniør
Veileder: Jan Steinar Egenes

Mai 2021

Rivaan Fadel Abbas Mohamed
Kjartan Urne
Halvor Idar Hegland Guttelvik

Dimensjonering ved hjelp av prøving

Når velger man prøving, og hvordan prøver man?

Bacheloroppgave i Byggingeniør
Veileder: Jan Steinar Egenes
Mai 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for vareproduksjon og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden



Kunnskap for en bedre verden

Dimensjonering ved hjelp av prøving

Når velger man prøving, og hvordan prøver man?

FORFATTERE:

Kjartan Urne
Rivaan Fadel Abbas Mohamed
Halvor Idar Hegland Guttelvik

Gradering: Åpen

Bachelor i ingeniørfag - bygg
Innlevert: mai 2021
Veileder: Jan Steinar Egenes

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vareproduksjon og byggteknikk

Oppgavens tittel: Dimensjonering ved hjelp av prøving	Dato: 19.05.2020		
	Antall sider: 155		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave:	×
Navn: Kjartan Urne Rivaan Fadel Abbas Mohamed Halvor Idar Hegland Guttelvik			
Veileder: Jan Steinar Egenes			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Torger Torgersen Klætte / Sweco Norge AS Tor Kristoffer Klethagen/ Laboratorieingeniør, NTNU			

Sammendrag:

Rapportens formål er å lage en rettleiding for prosjektering hvor det ikke finnes tilstrekkelig beskrevet preakseptert løsning, beregningsmetode eller retningslinjer for prøvning.

Vi har brukt forskjellige tilnærminger for å skaffe kunnskap til å lage en slik rettleiding. Bakgrunnskunnskap har vi skaffet ved omfattende kontakt med aktører i bransjen og ved å studere relevant litteratur innen emnet. Inngående kjennskap til prosessene har vi skaffet ved litteraturstudier av tidligere rapporter fra NTNU og andre utdanningsinstitusjoner og produsenter av byggematerialer.

I tillegg har vi gjennomført en fullstendig analyse av et tre-betong-forbindersystem. Dette omfatter et forsøk på å finne preaksepterte kapasiteter, beregnede kapasiteter, en metode for prøvning og selve prøvningen. Alle disse elementene ble gjort innenfor et system hvor spesifikke retningslinjer var begrensede eller fraværende. Fremgangsmåte og gjennomføring ble i stor grad basert på en «fagkyndig vurdering» som Teknisk Forskrift gir anledning til.

Kunnskapen vi har bygget med forskningsmetodene vi har valgt har gitt oss et grunnlag for å produsere en rettleiding for fremtidig prosjekterende å dokumentere etterlevelse av kravene i Byggtknisk Forskrift i prosjekter hvor Standardverket er mangelfullt.

Stikkord:

Skjærkapasitet
Betong
Bunnsvill

Testing
Prøving
Preakseptert
Beregning

Rueen

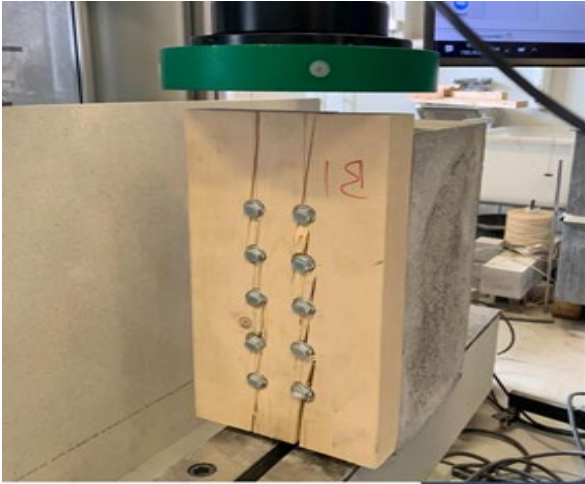
Lah

Kjahn Uur

(sign.)

(sign.)

(sign.)



Forord

Vi dannet gruppen som består av tre studenter i september 2020. Etter at vi alle kom med forslag til tema så bestemte vi oss for å velge et tema som handler om de forskjellige prosjekteringsmetodene, spesielt prøvning og testing. Etter prosjektplanen ble levert 02.feb har vi rådført oss med eksterne samt rådgivere for å veilede og tipse oss rundt problemstilling.

Siden vår oppgave var omfangsrik, så måtte vi bruke litt tid på avgrensning av prosjektet. Et tidligere foreslått tema fra Sweco gjorde at vi tok kontakt og bestemte oss for å inkludere prosjektet med å teste svill mot betong som for skjærkapasitet. Dette som et tillegg til litteraturstudier av andre tidligere utgitte rapporter innenfor interesseområdet.

Gruppen begynte å søke etter prøvestandarder og tok kontakt med laboratorieingeniøren Tor Kristoffer Klethagen ved NTNU på Gjøvik. Tirsdag 4. mai var to fra gruppa på NTNU på Gjøvik for å være med å utføre testingen av klossene som ble laget. De siste tre ukene før fristen for innlevering 20. mai ble brukt til å samle resultater og skrive ferdig rapporten.

Gruppen hadde faste dager i uka for møter som var søndager og torsdager, i tillegg til det var det møter med veilederen Jan Steinar hver andre tirsdag for å følge opp prosjekt prosessen.

Vår takk går til Torger Torgersen Klætte hos Sweco for anbefaling av oppgaven og veldig god og entusiastisk veiledning i forbindelse med oppgaven.

Vi takker også Tor Kristoffer Klethagen for meget god hjelp i forbindelse med forberedelse og gjennomføring av testen på laboratoriet.

Vi er også svært takknemlig for den gode hjelpen som vi har fått fra vår veileder, Jan Steinar Egenes, som alltid har stilt opp når vi trengte råd og veiledning for å komme oss videre.

Abstract

The purpose of this report is to provide a guide for documenting compliance with regulatory requirements when planning constructions that are not fully described in the available Eurocodes.

We have used different approaches to get the knowledge required to produce such a guide. Extensive contact with operators in the construction industry, a thorough study of available literature in the subject field, case-studies of previously published reports from NTNU and other institutions and a full case-study of a wood-concrete-connection, including testing, that is not fully described in the Eurocodes.

Based on our acquired knowledge we have produced a guide to aid future projects in documenting compliance with regulatory requirements laid out in Teknisk Forskrift.

Innholdsfortegnelse

Forord	v
Abstract	vi
Innholdsfortegnelse	vii
Figurliste.....	ix
Tabelliste	x
1 Innledning.....	1
1.1 Problemstilling.....	1
1.2 Bakgrunn	1
1.2.1 Krav til dokumentasjon	2
1.2.2 Praksis i bransjen.....	2
1.2.3 Nye utfordringer	3
1.2.4 Konsekvens av manglende dokumentasjon.....	4
1.3 Begrensninger.....	5
2 Teori	6
2.1 NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	7
2.2 Beregningsstandarder	7
2.3 Sintef Byggforsk byggdetaljer.....	8
3 Case	9
3.1 Sammensatte bjelker av gran og bøkefinér.....	9
3.2 Friksjon i broelementer.....	11
3.3 Invisible Connections	13
3.4 Undersøkelse av bruddutvikling hos spikerplateforbindelser	15
3.5 Sikre glassrekkverk.....	17
4 Metode.....	20
4.1 Dybdeintervju	20
4.2 Case-studie.....	21
4.3 Litteraturstudie.....	22
4.4 Dimensjonering/prosjektering ved hjelp av prøving	23
5 Resultater.....	24
5.1 Praksis i bransjen	24

5.1.1	Sammenstilling case-studier.....	24
5.1.2	Praksis i bransjen.....	26
5.2	Oppskrift på prøvning.....	26
5.3	Forsøk.....	32
5.3.1	Innledning (forsøk).....	32
5.3.2	Teori (forsøk).....	33
5.3.3	Metode (forsøk).....	36
5.3.4	Resultat (forsøk).....	55
5.3.5	Diskusjon / konklusjon (forsøk).....	77
6	Diskusjon og analyse.....	82
7	Konklusjon.....	84
	Litteraturliste.....	87
	Vedlegg.....	91
	Vedlegg A.....	92
	Beregning av kant-, ende- og innbyrdes avstander.....	92
	Vedlegg B.....	96
	Beregning av kapasitet mot betongkantbrudd.....	96
	Vedlegg C.....	102
	Vurdering av taueffekt for Hilti HUS3.....	102
	Vedlegg D.....	106
	Utdrag fra mailkorrespondanse med Klætte, Sweco:.....	106
	Vedlegg E.....	112
	Prøveprosedyre.....	112
	Vedlegg F.....	115
	Invisible Connections.....	115
	Vedlegg G.....	118
	Oppsummering av dybdeintervju – praksis i bransjen.....	118
	Vedlegg H.....	125
	Testrapport.....	125
	Vedlegg I.....	133
	Litteratursøk (prøvestandard + prøvem metode generelt).....	133

Figurliste

Figur 1 Hierarki med ulike nivå i regelverket	6
Figur 2 TSS, ikke synlig låsemekanisme	13
Figur 3 RVK, synlig låsemekanisme.....	13
Figur 4 Oversikt over typer prøvinger.....	29
Figur 5 Skjematisk fremstilling av "oppskrift" for prøving	31
Figur 6 Skjematisk oversikt over de aktuelle standarder for prøvingen, og sammenhengene mellom dem.....	38
Figur 7, Bilder fra Pilottest.....	39
Figur 8 Pålastningskurve fra standard (figur 1, NS-ISO 6891).....	40
Figur 9 Eksempel på pålastningskurve i våre forsøk	41
Figur 10, Typer prøving i henhold til. figur 7 i kap. 5.2.	47
Figur 11 Prøveoppsett fra standarden (NS-EN 1380:2009).....	47
Figur 12 Prøveoppsett fra prøvemethode Sintef har brukt (NT BUILD 508).....	48
Figur 13 Prinsippskisse for prøvelegeme	49
Figur 14 Avstivende innspenning	50
Figur 15 Prøveserie B, test av maksimal kapasitet.....	51
Figur 16 Prøveserie A, kapasitet på enkeltforbinder.....	52
Figur 17 Opplagring og belastningspunkt.....	53
Figur 18 Tabell for kapasiteter fra byggdetaljer 520.241 (Sintef)	57
Figur 19 Hilti dimensjoner, Teknisk datablad HUS3, Motek	61
Figur 20 Design parametre, Teknisk datablad HUS3, Motek	62
Figur 21 Mekaniske egenskaper, Teknisk datablad HUS3, Motek.....	63
Figur 22 Utregningsformer enkeltsnittet forbindelse, Eurokode 5: Del 1-1: Figur 8.3, Standard Norge.....	64
Figur 23 Bruddformer, Eurokode 5: Del 1-1: Figur 8.2, Standard Norge.....	65
Figur 24 Minste avstander, Eurokode 5: Del 1-1: Tabell 8.4, Standard Norge.....	66
Figur 25 Prinsippskisse belastningsoversikt	67
Figur 26 Opprinnelig boreskjema svill.....	68
Figur 27 Bruddformer, 573.144 Ankerfester i betong, Figur 33 a-d, Sintef Byggforsk	69
Figur 28 Teknisk datablad HUS3, Motek	70
Figur 29 Prinsippskisse avskalling av betong, Betongelementboken, Betongelementforeningen	71
Figur 30 Endelig boreskjema svill, Prøveserie B	73
Figur 31 Effektive bolter, Eurokode 5: Del 1-1: Formel 8.34.....	73
Figur 32 Endelig boreskjema svill, Prøveserie A.....	74
Figur 33 Effektive bolter, Eurokode 5: Del 1-1: Formel 8.34.....	75
Figur 34 Forskyving/last-plot serie A_v2	76
Figur 35 Forskyving/last-plot serie B.....	77
Figur 36 Effektive bolter, Eurokode 5: Del 1-1: Formel 8.34.....	78

Tabelliste

Tabell 1 Søkeord	22
Tabell 2 Sammenstilling av case-studie	25
Tabell 3 Kategorisering av typer av prøvinger.....	28
Tabell 4 Punkt som skal inngå i testrapport	43
Tabell 5 Utdrag fra tabell 4.4 i Mekaniske Treforbindelser (Norsk Treteknisk Institutt, 2007)	59
Tabell 6 Sammenstilte parametere	63
Tabell 7 Parametere tverrbelastede forbindere.....	64
Tabell 8 Beregnet kapasitet og bruddform.....	65
Tabell 9 Ende-, kant- og innbyrdes avstander.....	67
Tabell 10 Kapasitet avskalling	71
Tabell 11 Parametere effektive bolter	75
Tabell 12 Total beregnet kapasitet prøveserie A og B	75
Tabell 13 Prøveresultat serie A_v2	76
Tabell 14 Prøveresultat serie B	77
Tabell 15 Sammenstilling av kapasitet basert på preaksepterte løsninger, bergning og prøving	81

1 Innledning

1.1 Problemstilling

Det vi ønsker å belyse i oppgaven er hvordan man går frem for å prosjektere eller dokumentere bæreevne i byggverk der det ikke finnes preaksepterte løsninger eller beregningsmodeller. Også se på hvilke vurderinger som ligger til grunn der man velger å ta i bruk prøving/testing i stedet for, eller i tillegg til beregninger.

Vi har lært mye om beregninger gjennom studiet så langt, men har fått lite innføring i hvilke vurderinger og metoder som må ligge til grunn der beregninger ikke strekker til.

Målsettingen er å lage en rettleiding for prosjektering hvor det ikke finnes tilstrekkelig beskrevet preakseptert løsning, beregningsmetode eller retningslinjer for prøvning.

1.2 Bakgrunn

Denne gruppen ble satt sammen med bakgrunn i et felles ønske om å se nærmere på de tre forskjellige måtene prosjekterende kan dokumentere oppfyllelse av ytelseskravene gitt i teknisk forskrift (TEK17)(Byggteknisk forskrift (TEK17), 2017). Vi ønsket å gå nærmere inn på fordeler og ulemper ved de forskjellige metodene og til slutt lage en rettleiding som skulle gjøre det lettere å velge metode i et gitt prosjekt. Det ble raskt klart for oss at en slik generell veiledning for alle løsninger i et prosjekt ikke ville være mulig å lage innenfor tiden som er tilgjengelig for oss til denne oppgaven.

Vår oppgave trengte derfor begrensninger. Disse begrensningene vil naturligvis også begrense gyldighetsområdet til en slik rettleiding. Den vil være mest relevant for prosjekter som ligner de som er spesifikt analysert i denne oppgaven.

1.2.1 Krav til dokumentasjon

I henhold til TEK17 må oppfyllelse av ytelseskrav dokumenteres for å sikre at et ferdig byggverk oppfyller myndighetskravene. Forskriften angir hvilke metoder som er tilgjengelige for slik dokumentasjon. Den enkleste og mest vanlige metoden er å benytte preaksepterte løsninger. Alternativt kan kravene dokumenteres ved hjelp av beregning eller prøvning.

En god definisjon av preaksepterte løsninger fra Norconsult:

Preaksepterte løsninger er byggetekniske løsninger hvor ytelsesnivået er så godt dokumentert på forhånd at de vanligvis kan benyttes uten å utarbeide ny, egen dokumentasjon for det konkrete prosjektet. (Norconsult, 2013)

Dersom preaksepterte løsninger ikke blir valgt må man kunne dokumentere valgt løsning ved hjelp av beregning eller prøvning etter standardiserte metoder. Dersom det ikke finnes relevante standardiserte metoder kan det benyttes andre anerkjente metoder, eller gjøres en dokumentert fagkyndig vurdering.

1.2.2 Praksis i bransjen

TEK17 anbefaler forhåndsdokumenterte løsninger eller prosjektering i samsvar med standarder. Dette ser også ut til å være foretrukket metode for de vi har vært i kontakt med i forbindelse med vår oppgave, se Vedlegg G. Denne løsningen sparer tid og ressurser spesielt i et høykostland som Norge hvor lønnskostnader er en større del av prosjektøkonomien enn i lavkostland hvor materialkostnaden ofte er styrende. Lønnskostnadene som må brukes for å dokumentere at et byggverk tilfredsstiller ytelseskravene gjennom en analyse ved beregning eller prøvning vil være større enn en mulig innsparing i materialkostnad for de aller fleste små og mellomstore prosjekter.

Dette betyr ikke at preaksepterte løsninger alltid blir brukt. For prosjekter av en viss størrelse kan en slik analyse forsvares ved at forventet reduksjon av materialkostnader overgår kostnadene ved analysen. I tillegg vil det i enkelte prosjekter være nødvendig med analyse dersom de preaksepterte løsningene ikke finnes eller dersom et produkt blir brukt på en annen måte enn forutsatt i forhåndsdokumentasjonen.

I et enkelt prosjekt vil det ofte være en kombinasjon av disse metodene som blir brukt. Dersom det avdekkes behov for analyse vil det ofte være på små bygningsdeler som innfestninger og lignende.

Produsenter av bygningsmaterialer vil ofte være de som dokumenterer materialets egenskaper. Dette gjøres etter standardiserte beregningsmetoder eller andre anerkjente metoder. Dersom produsenten mistenker at beregningene gir et for konservativt resultat vil de ha egeninteresse av å teste materialet for å dokumentere at egenskapene er bedre enn det som kommer frem av en beregning. Prøvning vil også være aktuelt i sammensatte tverrsnitt som er vanskelig å beregne. Et eksempel ser vi i betong industrien, hvor en på grunn av mangel på tilgjengelig flygeaske må bruke andre tilsetningsstoffer i betongen. Egenskapene til betongen med alternative tilsetningsstoffer må dermed gjennom prøvning for å dokumentere egenskapene.

Vi har vært i kontakt med flere aktører i bransjen for å få et grovt inntrykk av hvordan dette håndteres i praksis. De vi har vært i kontakt med opererer med et skille i forhold til hvilken tiltaksklasse som kreves. Bygg i Tiltaksklasse 1 i henhold til Byggesaksforskriften (SAK10) (Byggesaksforskriften (SAK10), 2011) definerer en rekke krav til et bygg, men spesifikt for ytelse og bygningsfysikk så er denne klassen begrenset til «Publikums- og arbeidsbygg inntil to etasjer. Småhus med høyst to enheter over hverandre. Byggverk uten kjølebehov». Disse byggene prosjekteres i stor grad etter preaksepterte løsninger. Tiltaksklasse 2 definerer SAK10 som «Bygninger med 3-5 etasjer. Byggverk med kjølebehov, uten soneinndeling». Disse byggene blir i større grad analysert for å dokumentere oppfyllelse av myndighetskravene, og da nesten utelukkende ved beregning. Prøvning er svært sjelden aktuelt.

1.2.3 Nye utfordringer

Preaksepterte løsninger har til nå dekket de fleste behov ved bygging av mindre trehus som er bygget på tradisjonelt vis. Dette har til en viss grad endret seg i senere tid. For eksempel vil kunders ønske om store åpne rom, sprang i fasader og betydelig større vindusareal gi utfordringer i forhold til prosjektering innenfor kravene, se Vedlegg D for kommunikasjon

med Sweco, Torger Torgersen Klætt. Færre innvendige vegger og større andel glass gir problemer spesifikt mot avstivning av bygget. Dette er bakgrunnen for vårt valg av praktisk prøvning i denne oppgaven.

I tillegg til vår praktiske prøvning vil vi også gjennomgå aktuelle eksempler i form av litteraturstudier. Sammenstilt ønsker vi at den samlede kunnskapen skal gi grunnlag for å kunne trekke noen generelle konklusjoner om hvordan en best kan oppfylle dokumentasjonskravene som stilles i TEK17.

1.2.4 Konsekvens av manglende dokumentasjon

Vi har tatt med en artikkel som et eksempel for å beskrive hvilke konsekvenser det kan føre til å ikke bruke preaksepterte løsninger og dermed hvorfor det er viktig å bruke disse (Advokatkontoret Tryti, 2020).

I byggeplanleggingen er det viktig å være oppmerksom på noen forhåndsbestemte regler for hvor bra ting må fungere. Det kan være alt fra vegg, gulv og tak. Med dette menes blant annet hvor bra et gulv eller en vegg må kunne isolere mot støy, hvor godt en vegg må isolere mot varmetap og lignende. Om kravene er tilfredsstilt kan man lett finne ut gjennom noen forhåndsgodkjente materialer og dimensjonene som inngår. I tillegg finner kan man dokumentere om kravene i konstruksjonen tilfredsstilles ved endel beregninger.

Fordelen med å bruke preaksepterte løsninger er at man slipper å gjøre alle disse utregningene hver gang man skal konstruere noe, og derfor kan man bruke en samling av standardiserte løsninger som tilfredsstiller ulike krav.

I artikkelen har planen vært å bruke tradisjonelle betongelementer, som er en preakseptert løsning, men planen ble etter hvert endret til å bruke SIP-elementer som ikke tilfredsstiller de byggetekniske kravene. I tillegg stiller bruk av slike elementer strenge krav til prosjektering, noe som entreprenøren ikke kunne vise til.

Andre løsninger som blir brukt, som ikke er preaksepterte, kan anses som en mangel på grunn av manglende dokumentasjon av holdbarheten og kvaliteten samt at alternativet må være minst like godt som den preaksepterte løsningen.

Konklusjonen er at det er enklere, mindre tidkrevende og ikke minst billigere å bruke preaksepterte løsninger fremfor å gjøre beregninger selv, da dette ofte innebærer å involvere

eksterne fagfolk innenfor feltet. I de tilfellene man likevel ønsker å velge en annen løsning fremfor de preaksepterte løsningene må man sette seg godt inn i lovverket og forskriftene for å unngå erstatningskrav slik som i artikkelen som det linkes til. Det er svært strengt ved bruk av andre løsninger, og man må kunne dokumentere at den brukte løsningen møter byggetekniske minstekrav.

1.3 Begrensninger

I den praktiske prøvningen i vår oppgave kommer vi bare til å vurdere ytelseskravene som stilles i forhold til lastbærende egenskaper. De preaksepterte løsningene som er tilgjengelige i dag har den fordel at de kan dokumenterer oppfyllelse av alle myndighetskrav, ikke bare kravene til lastbæring.

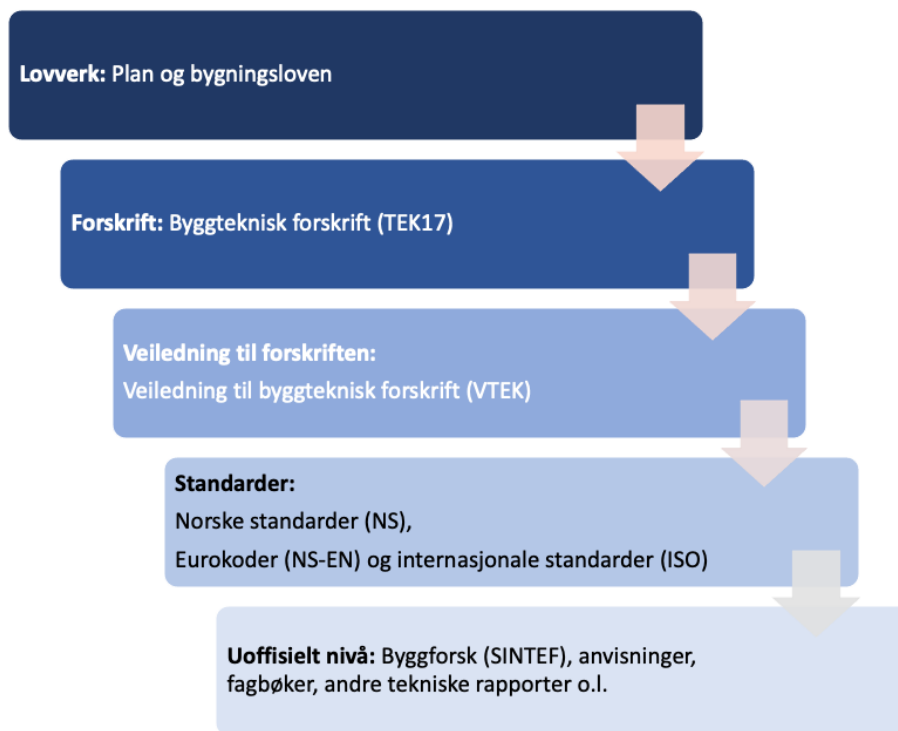
Siden vår praktiske prøvning ikke er hele rapporten, men en del av den, så vil vi måtte legge inn noen antagelser og begrensninger på denne. Dette betyr blant annet at vi ikke kjører en fullstendig lastanalyse som grunnlag for våre beregninger og testscenarier. Prøvningen blir i så måte ikke gjort med bakgrunn i behov for et spesifikt reelt prosjekt, men mer en kapasitetstest for systemet og samtidig en verifisering av metoden som brukes for beregning i dag. Betingelser og avgrensninger i forbindelse med prøvningen er ytterligere belyst i Kapittel 5.3 som omhandler prøvningen.

Denne rapporten inneholder to forskjellige forskningsmetoder, litteraturstudie og praktisk prøvning, derfor har vi valgt å bygge opp oppgaven på en litt annen måte enn det som er den anerkjente standarden. Dette har vi gjort for å gjøre det lettere for leseren å følge gangen i de to forskjellige delene av vår oppgave. Den praktiske delen av vår oppgave blir bygget opp som en rapport i rapporten, med en egen tilpasset IMRAD-struktur. Oppgavens endelige konklusjon vil være en samlet vurdering av begge hoveddelene av vår oppgave.

2 Teori

I prosjektet er det gjort et omfattende litteratursøk for å finne «noe som forklarer fremgangsmåten med tanke på opplæring i metodene», se [Vedlegg I](#). Etter søk i flere databaser, kontakt med ressurspersoner i ulike fagmiljøer og veiledning fra bibliotekar ved NTNU så kan vi konkludere med at det finnes veldig lite litteratur med opplæring på området. Ifølge Fagervik kan dette skyldes flere forhold, men han tar blant annet frem disse:

- Oppbygging av lovverk og regelverk på området har struktur som et oppdelt hierarki med mange ulike instanser som har ansvar for hver sine områder. Dermed er det ingen som riktig klarer å gripe fatt i og lage skikkelig opplæringsmateriell.



Figur 1 Hierarki med ulike nivå i regelverket

- Dynamikken i regelverket, altså oppdateringer og revisjoner på de ulike nivåene, kan gjøre det vanskelig å holde vedlike opplæringsmateriell.

Vi finner derimot en del eksempler der det er gjennomført og beskrevet konkrete prøvinger. De ulike eksemplene, og spesielt studentoppgavene, har gode beskrivelser for akkurat de produktene som er testet der.

Videre kan vi se til NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (EK0) (Standard Norge, 2016a) som gir en del føringer generelt for hva som må inngå i dimensjonering med hjelp av prøving. Dette omhandler selve prøvingen, de innledende vurderingene som må gjøres er ikke forklart i detalj.

2.1 NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Standarden danner det generelle grunnlaget for all prosjektering av konstruksjoner og ligger i bunn for de andre materialspesifikke standardene i Eurokodesystemet.

Når det gjelder dimensjonering ved prøving nevner standardene noen situasjoner der dette kan være aktuelt. Eksempelene blir gitt i hoveddelen av standarden og viser videre til vedlegg som omhandler blant annet typer prøvinger, planlegging og utledning av dimensjonerende verdier basert på prøveresultatene.

2.2 Beregningsstandarder

Beregningsstandardene utgitt av Standard Norge sorteres nå under Eurokoder for samkjøring i en felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av egenskapene til produkter ment for konstruksjonsformål.

Eurokodene omhandler forskjellige materialer, produkter og konstruksjonstyper og sørger for dokumentasjon av egenskaper opp imot myndighetskravene for nye og eksisterende konstruksjoner.

Eurokodene benyttes under planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner.

2.3 Sintef Byggforsk byggdetaljer

Byggforskserien (Sintef, 2021) gir dokumenterte løsninger og anbefalinger for prosjektering, utførelse og forvaltning av bygninger. Løsningene i Byggforskserien er veldokumenterte og robuste, de kan brukes over hele landet og de oppfyller kravene i byggt teknisk forskrift (TEK).

En del av bygningsdetaljene som er beskrevet i byggforskserien vil ha begrenset gyldighet. Dette gjelder spesielt detaljer som går på bæresystem der gyldigheten vil være begrenset til mindre byggverk på inntil 2 etasjer. Detaljer som gjennomføringer, vann- og vindtetting og lignende vil derimot kunne brukes uansett bygningskategori.

Løsningene fra byggforskserien kommer i kategorien preaksepterte løsninger og har den fordel at de tar hensyn til alle forhold som skal dokumenteres. Holder man seg innenfor gyldighetsområdet for anvisningene så vil bruk av løsninger som er beskrevet her være svært arbeidsbesparende i prosjekterings- og utførelsesfasen.

3 Case

For å vise noen eksempler på konkrete situasjoner der det er benyttet prøving i dimensjoneringen vil vi i det følgende presentere noen prosjekt. Alle prosjektene handler om konstruksjonssikkerhet, men kan skille seg fra hverandre i materialbruk, bakgrunn for testing, omfang og nytteverdi. Det er også ulikt hvem som tar initiativ til testingen. Noen av eksemplene er studiearbeid, et er utført av en enkeltbedrift mens andre igjen er utført av bransjeforbund innenfor byggenæringen. Hovedtrekkene fra de ulike eksemplene er oppsummert i en sammenstilling under resultatkapittelet.

3.1 Sammensatte bjelker av gran og bøkefinér

Om oppgaven:

Dette er en bacheloroppgave (Fjellstad *et al.*, 2019) der studentene selv har funnet det interessant å undersøke kapasiteten til en limtrebjelke der man benytter hardtre i over- og underkant for å forsterke bjelken. Hensikten er å kunne ta lengre spenn med samme dimensjon, evt. redusere dimensjon for tilsvarende spenn sett oppimot tradisjonelle limtrebjelker i gran. Hensikten med dette kan være både estetiske og å redusere total byggehøyde.

Bakgrunn for å bruke prøving?

Prøving er her brukt for å verifisere beregninger som er gjort. Beregningsmetodene som er funnet og tilnærmingene som er valgt er ikke direkte anvendbare og man kan anta at resulterende dimensjoner ligger på sikker side. Det er derfor potensiale for at man kan dokumentere større kapasitet gjennom prøving enn det man får gjennom beregningene som er gjort.

Det som finnes av preaksepterte løsninger når det gjelder bjelker av tre vil være avgrenset til rene kapasitetstabeller for limtrebjelker i ren gran/furu og tilsvarende for bjelker i ren bøk. Man må anta at kapasiteten til en blandet bjelke vil ligge mellom disse og det blir interessant å sammenligne prøveresultat og beregninger med disse.

Samsvar mellom preakseptert, beregninger og prøving

Når man sammenstiller resultat av prøving med de beregnede resultatene i denne oppgaven finner man at prøveresultatene gir lavere kapasitet enn tilsvarende ved beregning.

Dette var noe uventet og forfatterne begrunner det med 2 forhold:

- Antall prøveemner var avgrenset til 3 stk. pr. konfigurasjon. Dette er det minste man kan velge for å fortsatt kunne avdekke hva variasjonskoeffisienten er, og man må derfor legge inn en stor sikkerhetsmargin når man skal beregne de karakteristiske kapasitetene. Man kan anta at man kan bygge dokumentasjon for høyere kapasitet ved å teste flere bjelker av hver konfigurasjon.
- Kvaliteten på prøvebjelkene kan være for dårlig. Man så i testene at man fikk delaminering i limsjiktene mellom bøk og gran. Dette kan ha sammenheng med at prøvebjelkene var manuelt fremstilt kun for dette forsøket og ikke nødvendigvis har vært underlagt samme kontrollregime som for den løpende produksjonen av standard limtrebjelker.

Hva oppnådde man med å teste

Man kunne dokumentere kapasitet for cirka 10% lengre spenn med samme bjelke dimensjon som om man bruker limtre av ren gran. Med lengre spenn kan man klare seg med færre bærende søyler eller vegger. Alternativt kan lavere bjelkehøyde resultere i lavere byggehøyde totalt, eventuelt høyere takhøyde om ønskelig.

Kostnad for beregning vs. testing

Oppgaven fokuserer ikke på kostnadene siden denne prøvingen blir ansett som en innledende studie.

Oppsummert

Resultatene av en slik testing kan bidra til arkitektoniske fordeler ved at man kan redusere bjelkehøyden eller at man kan bruke lengre spenn og dermed større avstand mellom bærende vegger eller søyler.

Om en bedrift ønsker å tilby slike bjelker vil de være avhengig av dokumentasjon for kapasitetene til produktet. Dette vil de kunne fremskaffe ved å utføre prøving etter metodene som er beskrevet i denne oppgaven.

3.2 Friksjon i broelementer

Friksjon mellom trelameller i spenningslaminerte tredekker

Om oppgaven

Dette er en master oppgave som ble skrevet av Anette Karlsen Paulsrud i 2018 (Paulsrud, 2018). Vi får en forklaring på hvordan tverrspente dekker er laget og hvorfor undersøkelsene gjennomføres – det er ønskelig å øke kunnskap rundt hvordan oppspenningene virker inn på friksjonskoeffisienten. Grunnen til at man ønsker tilnærmet kunnskap om dette er for å få sikrere verdi for hvor lave oppspenningene i dekket kan være før det glipper.

For å se nærmere på dette har studenten gjennomført hoveddelen av arbeidet i laboratoriet der hvor 120 friksjonsforsøk over 10 serier er gjennomført. Det er gjennomført forsøk på ulike oppspenninger 0,3 MPa – 1,0 MPa.

Testene som ble gjennomført var gjennomført med korter og lengre lagrede prøver med påført oppspenning der hvor serier av oppspenning er utført både langs med og på tvers av fiberretningen.

Hensikten var å teste ulike klosser med ulike dimensjoner og se om størrelse på klossene i forhold til stålplatene hadde noen påvirkning på friksjonen.

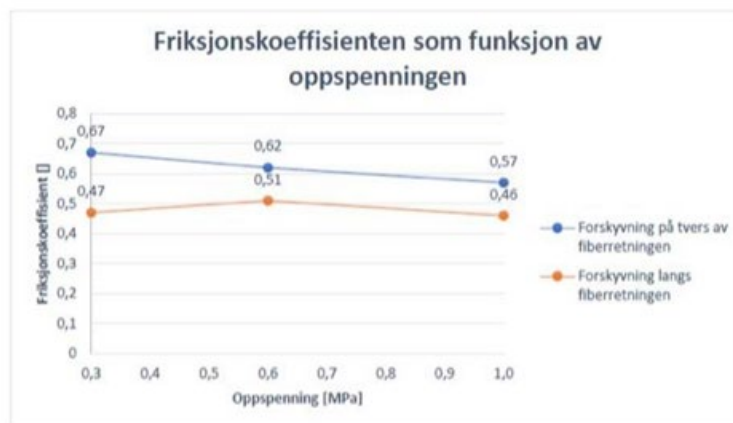
Målinger fra denne og tidligere tester ble logget for å sammenligne friksjonskoeffisientene, studenten har bl.a. bygd på tidligere prosjektoppgave.

Resultater

Diagrammet nederst viser hvilke statiske friksjonskoeffisienten som er fått for de ulike oppspenningene. Av denne kan det ses at størrelsen på den statiske friksjonskoeffisienten

avtar ettersom de påsatte oppspenningskreftene øker. For seriene med tester utført på tvers av fiberretningen ser det ut til at denne økningen er tilnærmet lineær for den statiske friksjonskoeffisienten ettersom spenningene reduseres.

En observasjon av prøvene viser at prøvene hvor forskyvningene har skjedd på tvers av fiberretningen har oppnådd en større friksjonskoeffisient enn prøvene med forskyvninger langs med fiberretning.



Det ble utført prøving på prosjektet for å vurdere hvor stor forskjell er det mellom undersøkelsene og verdiene som allerede finnes for friksjonsparameterne. Eurokode 5 ble størrelser for friksjonsfaktoren oppgitt. En mer nøyaktig verdi for friksjonskoeffisienten kan derfor bidra til å gi en sikrere verdi for hvor lave oppspenningene i dekket kan være før det glipper.

Metodene ble brukt for beregning av karakteriske verdier og standard avvik for trekonstruksjoner er gitt NS-EN 14358:2016.

Ved friksjon prøvingene har studenten sammenlignet resultater mellom to forsøk. De testene ble gjennomført i 2010 og 2012 og var på friksjonen mellom treklosser ved Trätec i Sverige etter oppdrag fra Chalmers tekniske høyskole. Gjennomføringene tok utgangspunkt Kalbitzers prosedyre for testing. Samme testmaskin og rom forholdene ble benyttet med en romtemperatur på 20 –22 °C. Luftfuktigheten var på 35 – 50 % RF.

3.3 Invisible Connections

Invisible Connections AS (IC) er et firma som leverer innstøpningsbeslag til betongelementindustrien. Gjennom mange år med utviklingsarbeid har de nå et stort utvalg i ulike innstøpningsdetaljer for å forenkle sammenføyningene i byggverk. Sammen med hvert enkelt produkt de leverer følger det grundig dokumentasjon for både konstruksjon, produksjon og montering.

Om eksempelet

Vi har sett konkret på teleskopiske forbindelser for sammenføyning mellom trapperepos og vegg. Detaljene som blir tilbudt for denne overgangen kommer i varianter for ulik belastning i tillegg til varianter med synlig eller ikke synlig låsemekanisme fra oversiden.



Figur 2 TSS, ikke synlig låsemekanisme



Figur 3 RVK, synlig låsemekanisme

Styrkemessig har detaljene gjennomgått grundig testing ved Sintef sine laboratorier i Trondheim og har ut fra testingen der fått godkjenning i form av ETA (European Technical Approval). Testresultatene har også dannet grunnlag for å utarbeide grundig dokumentasjon og prosjekteringsunderlag.

Bakgrunn for å bruke prøving?

IC valgte å teste disse produktene fordi de mente at beregninger basert på dimensjoneringsstandarder ble for konservativt og medførte store dimensjoner for å oppnå nok overdekning for armeringen. De hadde idéer for hvordan detaljene kunne bli sterke nok som gikk utenfor forutsetningene i standardene.

Samsvar mellom preakseptert, beregning og prøving

- Det finnes ikke preaksepterte løsninger for detaljene som her er aktuelle.
- Basert på beregning ble nødvendig dekktykkelse på 250 mm. Dette for å ta opp spenningene rundt innfestingspunktene og i tillegg for å få nok overdekning av armering i henhold til standarden.
- Etter å ha testet løsningene kan IC dokumentere at det er tilstrekkelig med 170 mm tykkelse i samme dekke (Invisible Connections, 2021).

Hva oppnådde man med å teste

Her har man oppnådd flere fordeler ved å benytte testing for dokumentasjon av produktene:

- Har etablert dokumentasjon og godkjenning som er helt påkrevet for denne typen produkt
- Har klart å redusere krav til dekketykkelse med 32%, noe som sparer både kostnad, vekt og miljø
- Har god dokumentasjon på en produktidé som letter monteringsarbeidet på byggeplass. Dette vil være en markedsmessig fordel og kan føre til større interesse for produktene og dermed større omsetning for bedriften.
- Bedriften har lagt grunnlag for ytterligere markedsføring og vekst, også på eksport.

Pr. i dag har bedriften en årlig omsetning av produktgruppen som er dokumentert vha. disse testene på cirka 20 millioner, men ser samtidig et stort potensial for ytterligere vekst, spesielt på eksportmarkedet.

Kostnad for beregning vs. testing

Selve testingen som ble utført ved Sintef sine laboratorier i Trondheim hadde en kostnad på 3 millioner.

Beregningene som i etterkant ble gjort basert på testresultatene har kostet 2,6 millioner

Oppsummert

Med bakgrunn i testresultatene kan bedriften tilby løsninger som letter monteringsarbeidet på byggeplassen. I tillegg sparer man kostnad, vekt og miljø totalt sett.

At dekket kan være tynnere kan også i en viss grad medvirke til at bæresystem som søyler og vegger får mindre belastning totalt sett.

Prosjekterende og/eller elementprodusenten kan ha flere fordeler ved å velge produkt fra IC:

- Monteringsvennlig på byggeplass
- Vektbesparende
- Sparer material og dermed kostnad

Den økonomiske gevinsten er ikke beregnet da vi ikke har tilgang på lønnsomhetstall fra bedriften. Det er naturlig å holde tilbake slik informasjon i forhold til eventuelle konkurrenter.

3.4 Undersøkelse av bruddutvikling hos spikerplateforbindelser

Om oppgaven

Dette er en masteroppgave som omhandler knutepunkt i takstoler av trebaserte I-bjelker. (Ellingsen, 2014) I-bjelkene har flenser i konstruksjonsvirke og steg av trebasert platemateriale. Bjelkens utforming forårsaker problematikk rundt lokale påkjenninger ved spikerplateforbindelser. Store konsentrasjoner av skjærspenning vil være kritisk for trevirkes som inngår i fuge.

Bakgrunn for å bruke prøving

Oppgaven ble valgt av forfatter etter tips fra veileder. Takstoler blir normalt produsert av normalt konstruksjonsvirke, men skjerpede miljøkrav øker isolasjonsbehovet for bygninger. For bygg med isolerte loftsrom øker dermed kravet til høyde på overgurt. Trebaserte I-bjelker har vist seg velegnet som svillelag og er også aktuell i takstoler for å møte dette kravet til økt høyde på overgurt. Oppgaven har som mål å beskrive bruddtyper og bruddårsaker i noen

typiske knutepunkter med spikerplater i slike I-bjelker. Bæreevne og bruddform for aktuelle knutepunkter med og uten forsterkning skal undersøkes. Prøvningen er derfor en test av kapasitet uten vurdering i forhold til preaksepterte løsninger.

Samsvar mellom beregning og prøvning

Det ble ikke gjennomført full beregning av forventet kapasitet før prøvning. Forventet kapasitet var basert på NS-EN 338: Konstruksjonsvirke – Fasthetsklasser. Etter prøvning ble observert fasthet sammenliknet med oppgitt fasthet fra NS-EN 338. Det ble også forsøkt modellert i analyseprogrammet ANSYS, Solid95, i etterkant av forsøket. Modelleringen var ikke hovedfokus i oppgaven og ble bare delvis vellykket.

Prøvningen ga følgende resultat:

- Forsterket knutepunkt ga stor økning i kapasitet.
- Høyere enn forventet kapasitet mot rulleskjærbrudd.
- Spikerplatens forankringsfasthet i kryssfiner var betraktelig lavere enn teoretisk kapasitet. Metodefeil i testen var sannsynlig årsak. Ikke tatt med i vurdering.

Kostnader

Kostnadene ved prøvning er ikke oppgitt i oppgaven.

Oppsummering

Oppgaven gir ikke en fullstendig beregning i forkant av prøvning, og en beregnet kapasitet i testen er ikke forelagt. Resultatene av prøvningen gir grunnlag for å bestemme karakteristiske egenskaper i forbindelsen og dette sammenliknes med oppgitte verdier fra Standard Norge.

Prøvningen viste større kapasitet enn forventet i forhold til rulleskjær og økt kapasitet ved forsterket knutepunkt.

3.5 Sikre glassrekkverk

Om prosjektet:

Målsettingen med prosjektet er i hovedsak å skape et grunnlag for at de glassrekkverk som blir bestilt skal prosjekteres, leveres og monteres slik at de er sikre nok. På bakgrunn av at glassrekkverk blir brukt stadig oftere og at det ikke finnes noe egnet prosjekteringsverktøy så man behovet for god informasjon om både krav til selve rekkverket og innfestingen samt informasjon om konsekvensene når planlegging og utførelse ikke blir gjort grundig nok. Det har også vært noen eksempler der glassrekkverk hadde blåst ned, noe som gjorde dette prosjektet enda mer aktuelt.

Prosjektet er et samarbeid mellom glassbransjen og Sintef der flere aktører er med på finansieringen, bl.a. Glass og Fasadeforeningen og DiBK i tillegg til en god del leverandører av glass og rekkverk.

I tillegg til akkurat dette prosjektet har Glass og Fasadeforeningen arbeidet med andre verktøy som skal bidra til sikre glassrekkverk. Det er bl.a. utarbeidet en egen standard for dimensjonering av glass i samarbeid med Standard Norge, NS 3510 Sikkerhetsruter i byggverk - Krav til prosjektering og klasser for ulike bruksområder (Standard Norge, 2015). Samtidig har foreningen utviklet en egen beregningsprogramvare til hjelp i prosjektering av glass og rekkverk.

Prosjektrapporten omhandler også ansvarsforhold ifm. glassrekkverk og fordeling av ansvar mellom produsent, forhandler, utførende og sluttbruker m.fl. Det vi ser på her er kun det tekniske ift. styrkedokumentasjonen.

Bakgrunn for å bruke prøving?

I dette prosjektet er det utført 42 laboratorieprøvinger. Det er flere grunner til at man så behov for å utføre slike:

- Det mangler egnede beregningsmetoder for dimensjonering av hele rekkverk. Rekkverk er sammensatte konstruksjoner i ulike utførelser som det vil være komplisert å regne på.

- De standardene som finnes for dokumentasjon av glass og rekkverk er ofte basert på testing.
- Bransjen meldte behov for egne kjøreregler når det gjelder innfesting i tre. Mange av leverandørene av rekkverksstolper og annen innfesting dokumenterer sine løsninger basert på innfesting i betong, men mye av det som bygges i Norge er i treverk.

I oppstarten av prosjektet ble det også bestemt at et av delmålene skulle være: «Gjennomføre laboratorieprøving av rekkverk innfestet i treverk».

Samsvar mellom preakseptert, beregninger og prøving

Siden det eksisterer så lite grunnlag for prosjektering av glassrekkverk innfestet i treverk så blir det ikke noen relevante preaksepterte eller beregnede løsninger å sammenligne disse prøvingene med.

Rapporten er i tillegg ganske tydelig på at «det er vanskelig å gi preaksepterte løsninger for den beste monteringen av glassrekkverk til treverk fordi det avhenger av en rekke variabler».

Hva oppnådde man med å teste

For bransjen sin del har det vært viktig å få presentert utfordringene rundt glassrekkverk og spesielt innfestingsmulighetene. Derfor er projektrapporten åpent tilgjengelig for alle.

Det man oppnår med å informere åpent og grundig om disse forholdene er blant annet:

- At alle som etterspør, forhandler, leverer, produserer og monterer glassrekkverk er klar over hvilke krav og ansvarsforhold som er knyttet til dette produktet.
- At all konkurranse skjer på like vilkår
- At alle rekkverk blir levert sterke og sikre nok.

Med god informasjon vil man danne en barriere mot useriøse aktører som kan tenkes å tilby billige, men for dårlige løsninger.

Med selve testdelen av prosjektarbeidet fant man ut mer om hvilke forutsetninger som kreves for ulike innfestingsmetoder i treverk, noe som danner et viktig grunnlag for å dimensjonere sikre rekkverk.

Kostnad for beregning vs. testing

Selve prosjektkostnaden er estimert til 700.000 - 800.000,- kroner. Dette gjelder for projektrapporten som helhet, men der størsteparten av kostnaden er knyttet til testingen.

Oppsummert

Selv om det ikke er estimert en økonomisk gevinst som resultat av dette prosjektarbeidet så vil det for bransjen som helhet være en helt klar gevinst at rapporten og informasjonen i den vil fremme sikkerhet og seriøsitet.

Ikke minst når det gjelder sikkerhet og risiko for skade på ting eller personer er det viktig at rekkverk blir levert sikre nok, noe rapporten bidrar til.

4 Metode

For å belyse problemstillingen i oppgaven på en fullverdig måte må vi bruke flere tilnærminger. Vi må jobbe bredt for å finne overordnede trekk som kan kalles praksis i bransjen når det gjelder valg av prosjekteringsmetode. Dette har vi gjort ved hjelp av dybdeintervju og case-studier. Samtidig må vi gå smalt og dypt for å gi nærmere innblikk i hvilken fremgangsmåte som er nødvendig der prøving blir valgt som metode. Dette vil vi løse ved litteraturstudie og ved å gjennomføre et eget laboratorieforsøk som skal gi oss grundig innblikk i en prøveprosess.

Beskrivelse av metode blir dermed så vidt forskjellig at vi velger å dele metodekapittelet i flere deler. Hoveddelene blir:

- 1) Dybdeintervju
- 2) Case-studier
- 3) Litteraturstudie
- 4) Prøvningsmetode

Del 4 vil igjen bli behandlet på 2 nivåer. Et overordnet nivå der vi ser på om det finnes en generell «oppskrift». Så vil vårt eget laboratorieforsøk inneholde en spesifikk prøvemethode som et konkret eksempel på hvordan det kan se ut med alle detaljer inkludert.

Når det gjelder metoder for prosjektering ved å velge preaksepterte løsninger eller der man beregner vil vi ikke presentere disse nærmere da vi anser dette som kjente og vel dokumenterte metoder som er grundig gjennomgått i studiet for fremtidige bygningsingeniører. Man vil likevel finne beskrivelser av dette i forbindelse med selve forsøket da vi gjør en sammenligning av prøveresultatene med både preaksepterte kapasiteter og beregnede kapasiteter.

4.1 Dybdeintervju

For å finne ut mer om praksis i bransjen rundt det å velge prosjekteringsmetode mellom preaksepterte løsninger, beregning eller prøving brukte vi dybdeintervju.

Intervjuene ble i hovedsak gjennomført ved at spørsmål fra en felles intervjuguide ble sendt til aktuelle informanter på epost og det ble deretter opprettet kontakt via telefon. I noen av tilfellene anså vi svarene pr. epost som tilstrekkelige.

I innledende fase ble spørsmålene rettet til prosjekteringsfirma, altså de som driver som rådgivende ingeniører. Dette for å beholde full bredde innen ulike materialer og ulike størrelser på byggeprosjektene. Spørsmålene som ble stilt var utformet for å avdekke hvilke vurderinger som blir gjort før man velger prosjekteringsmetode og hva som skal til for at man velger prøving som metode.

- Når velger dere å bruke preaksepterte løsninger kontra å dimensjonere/beregne?
- Når er det aktuelt å bruke testing eller prøving for prosjektering?
- Hvem i firmaet tar beslutning om valg av metode?

I den innledende fasen så lærte vi at de som driver med prosjektering som oftest vil velge beregning som metode, men at underleverandører, altså leverandører av produkt og moduler til byggverk, vil kunne velge testing der de ser det som relevant. Spørsmålene vi stilte til disse gikk mer konkret på hvilken metode som blir brukt i dokumentasjon av kapasiteter og egenskaper for de produktene eller modulene de leverer.

- Hva skal til for at et produkt blir godkjent som preakseptert løsning?
- Når er det aktuelt å bruke testing eller prøving for prosjektering?
- Har dere konkrete eksempler på bygningsdetaljer som er dokumentert vha. testing?
- Har dere konkrete eksempler på bygningsdetaljer som det er behov for å undersøke nærmere?

Svarene vi får blir samlet i Vedlegg G. Videre blir lærdommen fra intervjurunden presentert i både innledning og også senere i rapporten.

4.2 Case-studie

I tillegg til dybdeintervju blir det brukt case-studie som metode for å finne ut mer om praksis i bransjen. Samtidig vil vi i gjennomgangen av de konkrete eksemplene se om det er mulig å finne en slags generell "oppskrift" for det å utføre dimensjonering ved prøving.

Vi velger noen konkrete eksempler på detaljer og produkter til byggverk som alle blir dokumentert eller prosjektert ved hjelp av prøving. I vårt søk vil vi prøve å finne eksempler som viser ulike materialer (tre, stål eller betong), ulike sammenføyningsteknikker og der prøvingen er initiert av ulike parter i bransjen (enkeltleverandør, bransje og studentoppgaver). Dette for å gi en bredest mulig tilnærming for våre studier.

Om mulig vil vi velge eksempler der det er gjort sammenligning av prøveresultatene med preaksepterte eller beregnede kapasiteter. En kort oppsummering av hver case blir lagt inn i eget kapittel i denne rapporten. Deretter sammenligner vi karakteristiske kapasiteter, dimensjoner, kostnad for selve prøvingen og effekten man får ved å benytte prøving som metode. En sammenstilling blir lagt til under resultater.

4.3 Litteraturstudie

For å skaffe en oversikt over prøving som metode gjennomfører vi en litteraturstudie. Studiet har som hovedhensikt å gi en forklaring på hvordan man må gå frem ved dimensjonering eller dokumentasjon ved hjelp av prøving/testing. I de samme søkene finner vi også relevant litteratur for det konkrete laboratorieforsøket vi gjennomfører.

Under litteratursøket har vi sett etter følgende søkeord:

Tabell 1 Søkeord

Prøving	Testing	Dimensjoneringsmetode	NS-EN 1990 kapittel D
Prøvemethode	Vedlegg D	Styrketesting	Laboratorieprøving
Laboratorieforsøk	Testing	strength properties	

Søket gjøres innledningsvis i databaser som NTNU Open, Oria, Google Scholar, Byggforskserien og Researchgater.net. Videre kontakter vi ressurspersoner og ulike organisasjoner for å få tips eller konkrete innspill.

Litteraturstudien har i tillegg gitt oss noen innspill på hvordan praksis i bransjen er og ikke minst har vi funnet noen kandidater til case-studiet vi gjennomfører.

4.4 Dimensjonering/prosjektering ved hjelp av prøving

Når det gjelder den generelle «oppskriften» for gjennomføring av dimensjonering eller dokumentasjon basert på prøving så vil dette være en viktig del av funnene i rapporten som baserer seg på alle de andre aktivitetene i prosjektet. Dette vil følgelig bli presentert under resultat og siden under diskusjon og konklusjon.

Metode for selve laboratorieforsøket inngår også som et forarbeid for punktet «generell oppskrift» og blir presentert i forbindelse med selve forsøket i kapittel 5.3.3.

5 Resultater

Kapittelet blir delt i 3 hoveddeler. Våre funn når det gjelder praksis i bransjen vil utgjøre den ene delen. Videre vier vi en del til oppsummering av fremgangsmåte som kan brukes for å vurdere og gjennomføre dimensjonering med hjelp av prøving. Den siste delen blir fullverdig rapport om det konkrete forsøket vi har gjennomført, både som læring om prøveprosessen og som et eksempel på hvordan man går frem. Dette blir naturlig nok en mye større del enn de to første, en rapport i rapporten som nevnt i innledningen.

5.1 Praksis i bransjen

Vi vil her vise noen gjennomgående trekk for hvordan byggebransjen praktiserer valget mellom preaksepterte løsninger, beregning eller testing som metode for dimensjonering av byggverk. Her legger vi til grunn gjennomførte dybdeintervju og våre case-studier.

5.1.1 Sammenstilling case-studier

Tabell 2 Sammenstilling av case-studie

Case #	Navn	Initiativtager	Bakgrunn for å velge prøving	Type prøving	Kostnad og gevinst (resultat)
1	Sammensatte bjelker av gran og bøkefinér	Studentoppgava	3. Bekrefte antagelser som er gjort i dimensjoneringen	b) Spesifiserte prøvingsprosedyrer som grunnlag for prosjektering	Kostnad og økonomisk gevinst inngår ikke i prosjektet Gir grunnlag for å bestemme karakteristiske kapasiteter
2	Friksjon i broelementer	?? (studentoppgave)	3. Bekrefte antagelser som er gjort i dimensjoneringen.	d) Redusere usikkerhet kapasitet	Kostnad ikke oppgitt Gir grunnlag for å bestemme friksjonsverdier for vider bruk i dimensjonering av brodekker.
3	Invisible Connection	Underleverandør	5. Der leverandør/produzent ønsker å spare material 2. Hvis et stort antall like komponenter skal brukes.	b) Spesifiserte prøvingsprosedyrer som grunnlag for prosjektering	Kostnad ca. 5,6 mill Danner grunnlag for omsetning på 20 mill. (med vekstpotensiale)
4	Undersøkelse av bruddutvikling hos spikerplateforbindelser	Studentoppgave	1. Det foreligger egnede ikke beregningsmodeller.	d) Redusere usikkerhet kapasitet	Kostnad ikke oppgitt Gir grunnlag for å bestemme karakteristiske kapasiteter.
5	Sikre glassrekkverk	Bransjeforening	1. Det foreligger egnede ikke beregningsmodeller. + føring i oppstarten		Kostnad 600-000-700.000,- Ikke oppgitt økonomisk, men stor nytteverdi for bransjens medlemsbedrifter.

Tabellen ovenfor viser en oversikt over de 5 eksemplene som vi har sett på tidligere i oppgaven. Som vi ser så finnes det ulike grunner til at det blir gjennomført dimensjonering med hjelp av prøving. Det er også ulike aktører i bransjen som setter i gang eller bestiller slike prøvinger. Et fellestrekk blant de prosjektene vi har funnet er likevel at det mangler metoder som direkte kan benyttes for dimensjonering eller prosjektering av detaljene som testes eller

at detaljene er så sammensatte og komplekse at slik type dimensjonering etter standard beregningsmetoder blir for omfattende og må gjøres med så store sikkerhetsfaktorer at de endelige dimensjonene er antatt å være mye for store.

Det er ikke mange av prosjektene hvor det har vært mulig for oss å hente informasjon om kostander ved prøvingen og i enda mindre grad har vi fått informasjon om den økonomiske gevinsten. De kostnadene som er presentert gir likevel et bilde på at det er forbundet en del kostnader ved å dimensjonere med hjelp av prøving og dette må man ta med i den totale vurderingen i hvert enkelt prosjekt.

5.1.2 Praksis i bransjen

Bransjeaktører med ansvar for prosjektering som vi har vært i kontakt med opererer med et skille for prosjekteringsmetoder i forhold til tiltaksklasser beskrevet i Byggesaksforskriften (Byggesaksforskriften (SAK10), 2011). Bygg i Tiltaksklasse 1 prosjekteres stort sett i henhold til preaksepterte løsninger, kun unntaksvis og i begrenset omfang vil beregninger være nødvendig. Disse beregningene omfatter mindre byggdetaljer som innfestinger og forbindere. Tiltaksklasse 2 blir stort sett analysert for å dokumentere oppfyllelse av myndighetskravene. Disse analysene dreier seg nesten utelukkende om beregninger.

Prøvning er svært sjelden aktuelt. Se Vedlegg G for dokumentasjon av vår kontakt med aktører i bransjen.

De som oftest benytter prøving for dimensjonering, er underleverandører av produkter eller moduler til byggverk. Denne prøvingen danner gjerne grunnlag for dokumenterte ytelser for deres leveranser som igjen blir brukt av de prosjekterende i deres arbeid.

5.2 Oppskrift på prøvning

NS-EN 1990 (EK0) (Standard Norge, 2016a) nevner i kap. 5.2 at dimensjonering kan gjennomføres med hjelp av prøving.

Det blir gitt følgende eksempler på situasjoner der det kan være aktuelt å gjennomføre prøvning (nummereringen er gjort for denne oppgaven sin del):

1. Hvis det ikke foreligger egnede beregningsmodeller.
2. Hvis et stort antall like komponenter skal brukes.
3. For ved prøving bekrefte antagelser som er gjort i dimensjoneringen.

Ut fra utsagn fra forelesere i løpet av studiet samt eksemplene vi har sett på i arbeidet med denne bacheloroppgaven mener vi at man kan legge til følgende punktene på listen over situasjoner der prøving kan være aktuelt:

4. Der leverandør/produsent mener han kan dokumentere større kapasitet ved prøving av den sammensatte konstruksjonen enn ved beregning ved hjelp av eksisterende modeller. Det må her være snakk om et visst antall for at slik prøving skal svare seg økonomisk, ref. også punkt 2. ovenfor.
 - Eksempel: Leverandører av bygningsplater (OSB, gips, e.l.) som mener at man kan dokumentere høyere ytelser enn det som blir lagt til grunn i preaksepterte løsninger. (forelesning i emnet «Høye trehus»).
 - Eksempel: Oppgaven om limtrebjelker med bøkefinèr.
5. Der leverandør/produsent ønsker å spare material, enten av estetiske eller økonomiske hensyn (eller begge), og har en idé om hvordan dette kan løses.
 - Eksempel: Invisible Connection og deres dokumentasjon av innstøpingsdetaljer for betongelement.
6. Der det ikke finnes materialdata fra før.
 - Eksempel: Mangel på flygeaske og behov for å dokumentere materialeegenskapene på nytt når man vil bruke andre alternativ.

Videre gir kapittel D3 i EK0 en oversikt over ulike typer prøvinger. Uavhengig av hvilken situasjon som gjør at man velger å benytte prøving i prosjektet så kan sannsynligvis prøvingen plasseres i en av disse 7 ulike typene som standarden lister opp.



Typer prøvinger fra EK0 kan vi noe forenklet forklare slik:

- a) Direkte fastsette kapasitet under gitte (spesielle) lastforhold
 - Eksempel: Utmattingslaster, støtlaster
- b) Spesifiserte prøvingsprosedyrer som grunnlag for prosjektering
 - Eksempel: Grunnforhold, nye materialer

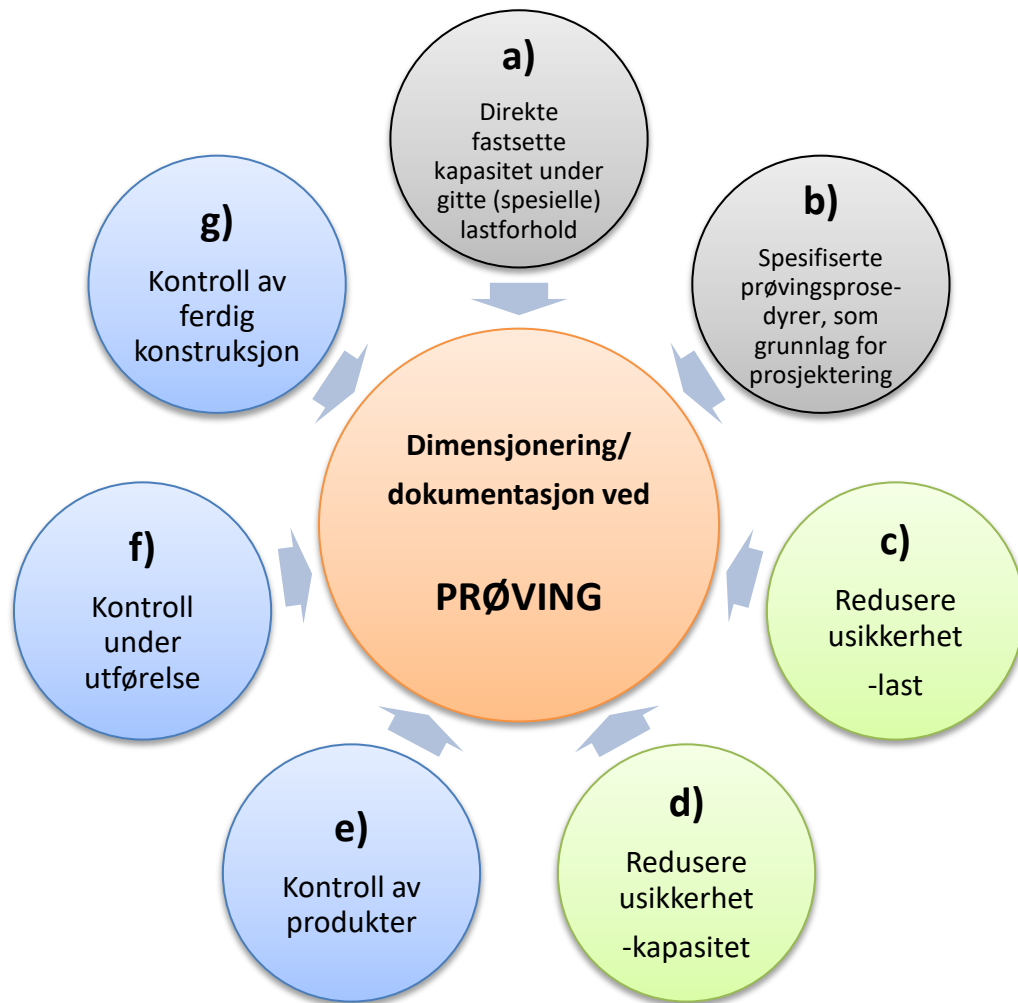
- c) Redusere usikkerhet last
 - Eksempel: Vindtunnel, bølger
- d) Redusere usikkerhet kapasitet
 - Eksempel: Sammensatte konstruksjoner
- e) Kontroll av produkter
 - Eksempel: Betongfasthet
- f) Kontroll under utførelse
 - Eksempel: Pelers bæreevne
- g) Kontroll av ferdig konstruksjon
 - Eksempel: Nedbøyning, lyd, tetthetskontroll

Vi velger å dele de syv typene opp i følgende kategorier basert på når tid i prosessen de er aktuelle:

Tabell 3 Kategorisering av typer av prøvinger

Før/oppstart av prosjekt	Under prosjektering	Under/etter utførelse
 <p>Prøving som grunnlag for dimensjonering /prosjektering</p>	 <p>Prøving i forbindelse med prosjektering</p>	 <p>Kontroll underveis eller etter utførelsen</p>

Dermed får vi en slik skjematisk oversikt over de ulike typene prøvinger:



Figur 4 Oversikt over typer prøvinger

Gjennom å studere aktuell litteratur (spesielt EK 0) og i gjennomgangen av de aktuelle eksemplene vi har sett på (kapittel 4.2) har vi identifisert følgende steg i prosessen for å vurdere og gjennomføre dimensjonering eller dokumentasjon av lastbærende komponenter i byggverk ved hjelp av prøving:

1. Beskrive utfordringen

- Beskrive situasjonen man skal dimensjonere eller dokumentere
- Det kan være en hel bygningsdel, en sammenføyning eller en enkeltkomponent.
- Beskrivelsen må inneholde alle parameterne som trenger dokumentasjon.

2. **Søk relevante metoder** (i den hensikt å gjøre prosjekteringen enklest mulig)

- Søke etter relevante preaksepterte løsninger eller beregningsmetoder
- Som vi tidligere har vist vil det være mye enklere å benytte preaksepterte løsninger eller beregninger enn det er å gjennomføre prøving.
- Som nevnt tidligere i kapittelet kan det også være andre grunner til at prøving blir valgt. Her kommer nyutvikling, nye materialer og økonomi inn i bildet.

Gitt at man har vurdert prøving som beste metode for dimensjonering/dokumentasjon går man vider til neste steg. Basert på krav til vurdering og verifikasjon må man avgjøre om dette er noe organisasjonen skal gjøre selv eller om man skal søke kontakt med eksterne samarbeidsparter. Som vi tidligere har vist er det oftest leverandører av produkt eller moduler til byggverk som vil gjennomføre prøving og da vil forskrift om dokumentasjon av byggevarer (DOK) (Kommunal- og moderniseringsdepartementet, 2013) med veiledning gi nærmere føringer for dette.

3. **Søk prøvestandard**

Mange produkttyper har egne produktstandarder med tilhørende prøvemethode. Her er det naturlig å benytte disse da metodene her er resultat av grundig forarbeid av de med erfaring innen den aktuelle bransjen. Å benytte andre metoder vil være krevende fordi man alltid vil bli målt oppimot disse allerede anerkjente produktstandardene og man må dermed uansett dokumentere kapasiteter oppimot disse. Disse prøvemethodene vil være spesifikke for hvert enkelt tilfelle og i de eksemplene det er relevant vil vi gi en innføring i aktuelle metode.

For noen produkter eller sammenstillinger vil det likevel ikke finnes relevante produktstandarder. For disse finner vi føringer for fremgangsmåte i Eurokode 0. Man kan med fordel samtidig se til en nærliggende prøvestandard for at prøvingen skal bli reliabel og repeterbar. Det kan for eksempel være en prøvestandard for produkter av samme material eller til samme formål.

4. **Planlegg prøvingen**

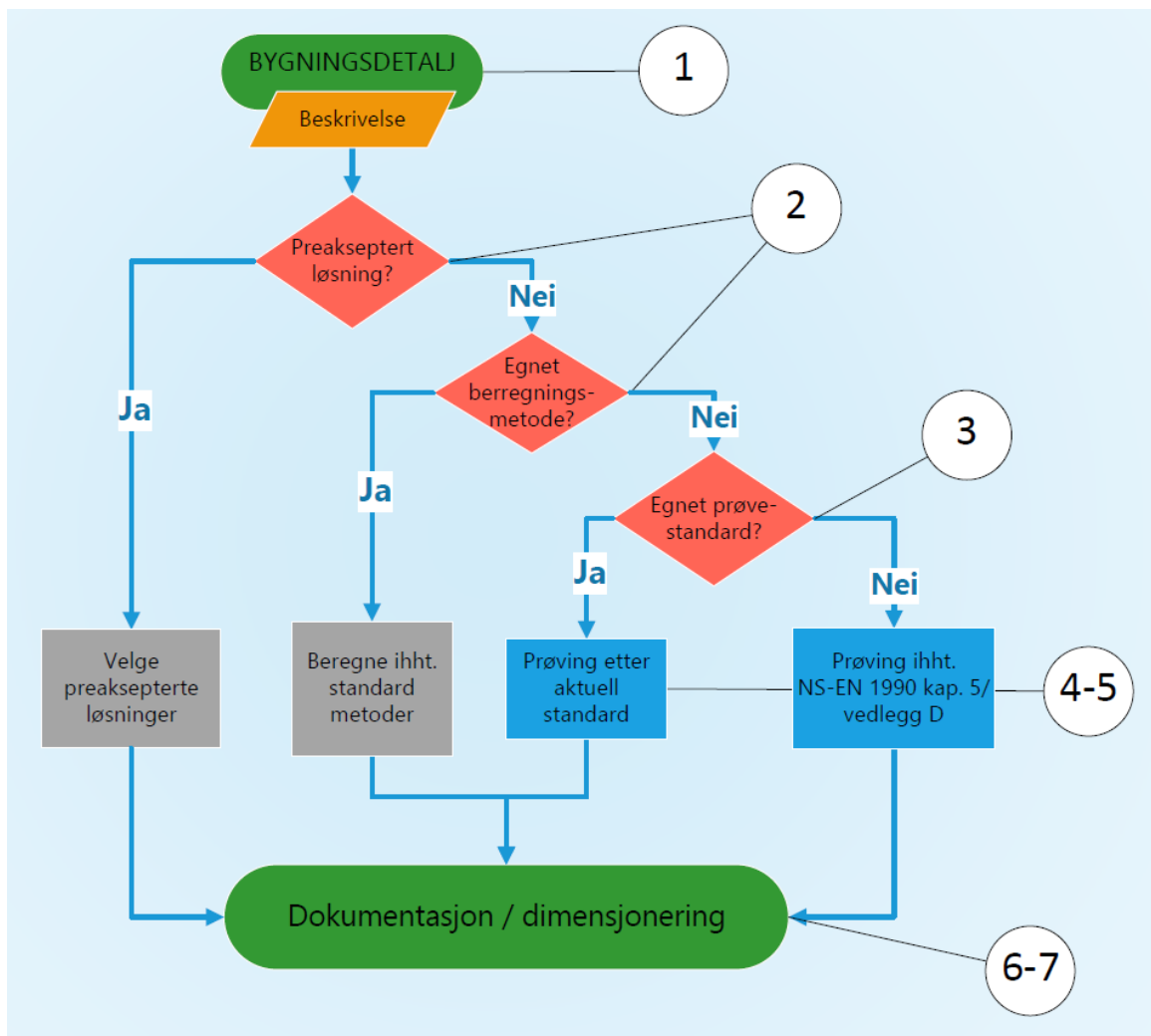
5. **Gjennomfør prøvingen**

6. Evaluer resultatene

7. Presenter dokumentasjonen

- Avhengig av formålet med testingen så kan presentasjonen anta ulike former. For videre bruk i prosjekteringsarbeid vil tabeller med karakteristiske verdier være best egnet. Er hensikten å markedsføre nye eller forbedrede produkter kan formen være mer i retning av en katalog eller presentasjon på nettside.

Vurderingsgangen kan fremstilles skjematisk slik. Nummer i boblene henviser til steg i prosessen.



Figur 5 Skjematisk fremstilling av "oppskrift" for prøving

Punkt 4 til 6 i oversikten ovenfor inngår vedlegg D i EK 0 og vil også stor grad inngå i de aktuelle prøvestandardene. Derfor trenger ikke disse punktene nærmere beskrivelse her.

5.3 Forsøk

Bakgrunn:

Akkurat dette forsøket ble valgt ut fordi det passer vår oppgave på mange måter:

- Situasjonen som skal dokumenteres mangler passende beregningsmetoder.
- Det er behov for å verifisere de tilpassede beregningsmetoder som blir brukt i dag.
- Det er mulig å sammenligne prøveresultat med både preaksepterte løsninger og beregnede kapasiteter.

5.3.1 Innledning (forsøk)

Den 04.05.2021 ble forsøket gjennomført på NTNU i Gjøvik med to studenter til stedet samt tredje som fulgte med på forsøket gjennom Zoom. Tor Kristoffer Klethagen som er laboratorieingeniør var med på prøvningen og veiledet studentene ved montering av prøvestykkene ved hjelp av forbinder (bolter), som ble kjøpt på Motek.

Testingen har foregått over tre trinn. Første trinnet bestod av å borre totalt 12 betongklosser. Andre trinnet bestod av å feste treverket mot betong hvor av 6 klosser var festet med to bolter, og 6 klosser var festet med 10 bolter. Tredje, og siste trinnet bestod av å teste klossene.

Vi startet med 2 bolter og fortsatte videre med 10 bolter. Til slutt tok ble fuktigheten i klossene målt, og prøvestykker av alle klossene ble veid og målt.

Alle resultater og grafer ble registeret på data og ble videresendt til oss. Hele test prosessen foregikk over ca. 6 timer til sammen. Hele forsøksprosessen er detaljert beskrevet i Vedlegg E.

5.3.2 Teori (forsøk)

Flere Eurokoder ble brukt for beregning og dimensjonering. Her kommer en liste over de viktigste vi har brukt for prosjektet:

NS-EN 1992- prosjektering av betongkonstruksjoner

Standard Norge (1993) Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner: Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser

Standard Norge (1995) Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 4: Prosjektering av forankringer i betong

Standard Norge (2010) Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner: Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger

NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009

Standard Norge (2009) NS-EN 1380:2009 Konstruksjonsvirke - Prøvningsmetoder - Lastbærende spiker, skruer, dybeler og bolter

Alle bildene, tabeller og figurer i prosjektet ble enten produsert av gruppen eller fra andre litteraturkilder som blir referert.

5.3.2.1 Mekaniske Treforbindelser

Håndboken Mekaniske Treforbindelser (Norsk Treteknisk Institutt, 2007) er ment som et praktisk supplement til NS-EN 1995-1-1 Eurokode 5, og gir regler og tallverdier for kapasitet på en rekke mekaniske treforbindelsesmidler.

Boken har innledende kapitler som forklarer teorien for dimensjonering av forbindelser i treverk. Deretter kommer egne kapitler for de ulike forbindelsestypene bolter, stavdybler, treskruer, innlimte bolter, tømmerforbindere og spikerplater. Hvert av disse kapitlene inneholder kapasitetstabeller der man kan hente ut verdier basert på virketykkelse, dimensjon på forbinderene, fiberretning vs. kraftretning m.m.

Boken handler som tittelen beskriver kun om forbindelser i treverk. Men siden det er treverket som vil være avgrensende for kapasiteten i forsøket vårt så vil vi kunne bruke teorien og verdiene fra boken. Det er spesielt kapittelet om bolter som har hatt størst interesse for vårt prosjekt.

5.3.2.2 Betongelementboken

Betongelementboken er utgitt av Betongelementforeningen og ble gitt ut for å dekke et hull i den norske spesiallitteraturen innenfor fagområdet betongelementer. De begynte i 1985 med en serie hefter kalt «Konstruksjonshåndbok for betongelementer» og siden har det utviklet seg til Betongelementboken, bind A-I + S. (Betongelementforeningen, 2016) Boken brukes i dag som et verktøy for aktører i byggeprosjekter og som lærebok på universiteter og høyskoler.

I vår oppgave har vi primært brukt bokas bind B: Avstivning og kraftoverføring.

5.3.2.3 Materialer

Betong

Betong er verdens meste brukte byggemateriale. Når sement, vann, sand og stein blandes sammen så blir betong dannet. Betong brukes for bygging av store hus og ved fundamentering i tillegg til forskjellige konstruksjoner som demninger og bruer. Det har vært i bruk i ca. 100 år. Betong ble populær over mange år fordi den tåler store krefter spesielt når den er armert.

Ved transport av fersk betong fra betongfabrikken til forskallinga på byggeplassen starter støpning av betong. Det finnes tre typer betong og hva av typene har fasthetsklasser nummerert og de typene er (normalbetong, tungbetong og lettbetong). NS-EN 1992 Eurokode2: Betong som brukes for prosjektering av betongkonstruksjoner.

I testingen av skjærkapasitet ble 12 betongklosser brukt. Betongen var fra klasse B30 uarmert og hver av klossene måler 200x200x400 mm. Pga. forsinket leveranse av sement til Gjøvik ble betongklossene satt i vannbad ca. en uke med kontrollert temperatur som var rundt 50°.

Tre

I Norge dekker skogene ca. 38% av landets areal, bestående av flest gran og furu som kalles bærtrær. Dette gjør at Norge har god tilgang på tre som råvare til. Å bruke tre som byggemateriale har flere positive effekter, men en av de viktigste er at det er en fornybar

ressurs og kan gjenbrukes. Dette bygningsmateriale er i tillegg et pent byggemateriale å benytte i bygg.

Tre er lett materiale og bidrar i stor grad til mindre transportbelastning og energiforbruk på byggeplass samt gir mindre CO₂ utslipp. Etter norsk standard blir trelast sortert i dimensjoner og solgt. De typene er fordelt som C14, C18, C24, C30 og C40. C18 og C24 blir brukt i byggverk. Den som skiller seg ut blant alle er C24 som kan tåle 10% lengre spenn enn C18.

I testingen ble 12 trevirkeplater brukt for å feste mot betong med bolter. Treplatene var fra klasse C24 og de hadde mål på 48x198x400 som var oppbevart og kontrollert på bygge- labben på NTNU i Gjøvik en uke før testen ble gjennomført.

Forbindere

De ulike bransjene har ulike krav til drift og vedlikehold samt forskjellige industristandarder, og det vil føre til at man trenger en kvalifisert vurdering av diverse forhold før bolter produseres. De ulike forhold er alt fra materialvalg (mekaniske egenskaper), dimensjonering (belastning), smøremiddel (ved behov) og forspenning (riktig bruk av verktøy for tiltrekking).

I de fleste tilfeller fører feil bruk (uegnet gjenbruk), montering og håndtering til at bolter og bolteforbindelser svikter. Det er viktig å tilse, og følge leverandørens katalog samt brukshenvisning, slik at de ulike størrelser på bolteforbindelser tiltrekkes riktig, og ikke for lite eller for mye – avhengig av størrelse. Det er viktig å forsikre seg om at det gjennomføres testing i henhold til EN14399-1 og EN14399-2 før tiltrekking og valg av metode for gjennomføring.

Boltene ble brukt på forsøket og de ble kjøpt fra Motek Hilti HUS3-H10, l=110 mm. Boltene ble festete i tre og betong klossene.

5.3.3 Metode (forsøk)

5.3.3.1 Prøvestandard for vårt forsøk

Kontakt med ulike fagpersoner har ikke gitt konkrete innspill på om det finnes aktuelle prøvestandarder for akkurat vårt forsøk. For å finne en relevant prøvestandard har vi vært i kontakt med Sintef, NTNU ved Karl Vincent Høyseth og Kjell Arne Malo og Treteknisk ved Andreas Stenstad.

Søk på «trekonstruksjoner» + «prøving» på standard.no gir oss derimot noen treff som kan se relevante ut. Etter gjennomlesing av standardene som ser mest relevante ut gjorde vi nytt søk på «trekonstruksjoner» + «prøvingsmetoder». Dette gav mer avgrenset antall treff, men også noen nye der NS-EN 1380:2009 fremstår som den mest relevante standarden vi kan finne. Standarden angir metoder for å analysere skjærkapasitet til grupper med forbindere, men i forbindelse mellom tre og tre. Ikke tre mot betong slik som i vårt tilfelle.

Gjennom kontakt med Sintef Community, se Vedlegg I, ble vi gjort oppmerksomme på et eget sett med prøvemeter som de har brukt i utarbeidelse av sine byggdetaljdatablad. Her finner vi metoden NT BUILD 508 (Nordtest, 2004) som også kunne være en relevant metode å se til. Metoden analyserer skjærkapasiteten, men beskriver forsøk for å teste kun 1 forbinder. NS-EN 1380:2009 fremstår derfor fortsatt som den metoden som ligger nærmest vårt behov.

Dermed velger vi å legge denne standarden til grunn for vårt forsøk så langt den passer:

NS-EN 1380:2009 Konstruksjonsvirke, Prøvingsmetoder, Lastbærende spiker, skruer, dybeler og bolter (Standard Norge, 2009)

I vårt tilfelle er det likevel noen forhold som ikke stemmer med valgte prøvestandard. Det er blant annet innfesting av tresvill til betong som skal analyseres. Samtidig vil den aktuelle sammenføyningen alltid inneholde et solid fundament av betong på den ene siden og en tresvill som del av en aksialt belastet vegg på den andre siden. Vi velger derfor å bygge selve testoppsettet så nærme virkeligheten som mulig.

Selve testoppsettet må justeres noe for å passe oppbygging av utstyret på bygglabben på Gjøvik.

Fordi vårt forsøk ikke stemmer fullstendig overens med prøveoppsettet i NS-EN 1380:2009 velger vi å også se til den overordnede standarden NS-EN 1990 når det gjelder planlegging av forsøket:

NS-EN 1990:2002 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (Standard Norge, 2016a)

Andre relevante standarder:

NS-EN 1380:2009 som i hovedsak definerer testmetoden vi velger å benytte henviser i sin tur til noen andre standarder for ulike målinger og parametere. Disse er:

Krav til bolter:

NS-EN 14592:2008+A1:2012 Trekonstruksjoner, Festemidler av dybeltype, Krav (Standard Norge, 2012)

Krav til treverk:

NS-EN 14081-1:2016+A1:2019 Trekonstruksjoner, Styrkesortert konstruksjonstrevirke med rektangulært tverrsnitt, Del 1: Generelle krav (Standard Norge, 2019c)

Krav til densitet (og utvelging av prøver ift. densitet):

NS-EN ISO 8970:2020 Trekonstruksjoner, Prøving av mekaniske forbindelsesmidler, Krav til trevirkets densitet (Standard Norge, 2020)

Måling av densitet:

ISO 3131 som er erstatta av ISO 13061-2 Physical and mechanical properties of wood – Test methods for small clear wood specimens – Part 2: Determination of density for physical and mechanical tests. (Standard Norge, 2014)

Prøvetaging:

ISO 3129 Wood — Sampling methods and general requirements for physical and mechanical testing of small clear wood specimens (Standard Norge, 2019a)

Måling av fukt:

NS-EN 13183-2 Fukttinnhold i et virkestykke av skurlast, Del 2: Bestemmelse ved elektrisk motstandsmåling (innbefattet rettelsesblad AC:2003) (Standard Norge, 2002)

Overordna om testing:

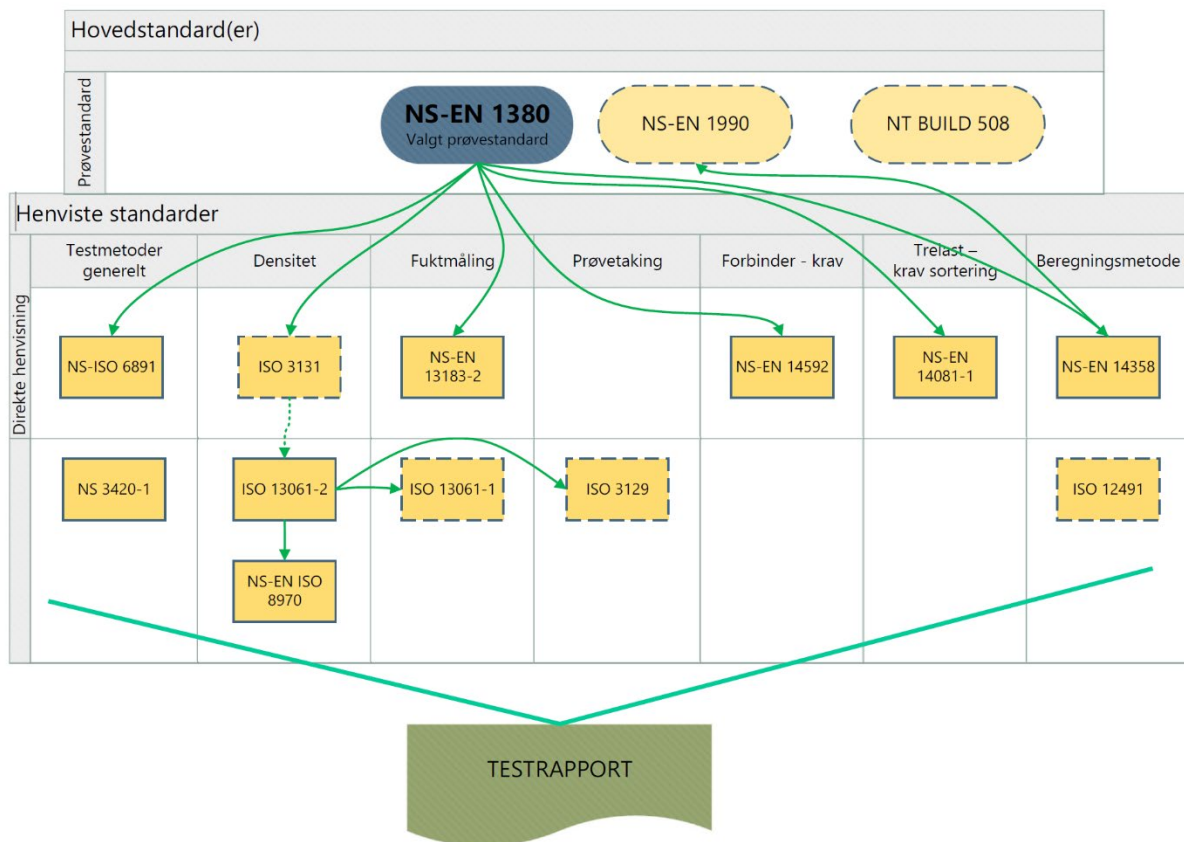
NS-ISO 6891 Trekonstruksjoner, Mekaniske forbindelsesmidler, Generelle prinsipper for bestemmelse av styrke og deformasjonsegenskaper (= EN 26891:1991), (= ISO 6891:1983) (Standard Norge, 1991)

Utledning av karakteristiske verdier:

NS-EN 14358:2016 Trekonstruksjoner, Beregning og verifisering av karakteristiske verdier (Standard Norge, 2016b)

Flere verdier for k_s -faktor:

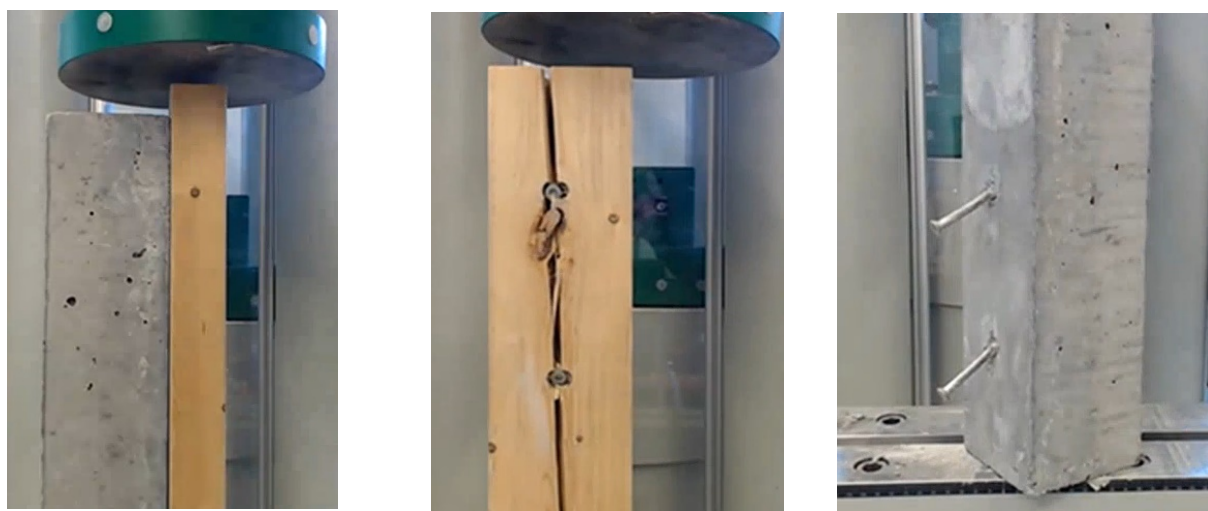
ISO 12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials and components (Standard Norge, 1997)



Figur 6 Skjematisk oversikt over de aktuelle standarder for prøvingen, og sammenhengene mellom dem

5.3.3.2 Pilottest

For å få et bilde av hvordan forbindelsen oppfører seg i testen ble det gjennomført en pilottest på et betongemne som labben hadde liggende. En slik pilottest kan gi en pekepinn på hvor godt beregnede laster stemmer med virkelighet, hva som er svakeste ledd i forbindelsen og om innspenningen er tilstrekkelig.



Figur 7, Bilder fra Pilottest

Pilottesten ble gjennomført 25.03.2021 og var satt opp omtrent slik vi ser for oss å gjennomføre forsøket. Men betongen hadde mindre dimensjoner (100x100 mm) siden det var dette som var tilgjengelig. Derfor ble det også valgt smalere svill, 48x98 mm. Det ble brukt 3 skruer med diameter $\varnothing 8$.

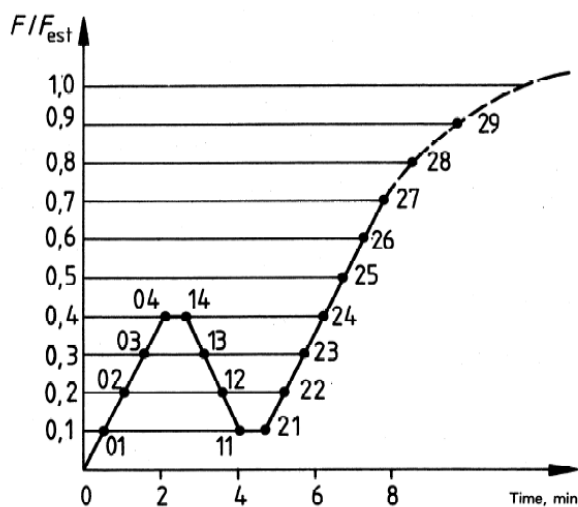
Pålastingshastigheten ble satt til 0,5 kN/s og maksimal belastning før prøvesylindren returnerte ble registrert til mellom 27 og 30 kN.

Vi ser at det er forbinderen (skruene) og tredelen som ryker, mens betongen kun får små knusninger i overflaten der skruen sitter. Det vil si at med en kantavstand på 50 mm så er det ikke nødvendig med armering i betongen, den er sterk nok for akkurat denne testen.

5.3.3.3 Planlegging av prøving

Pålastingsprosedyre

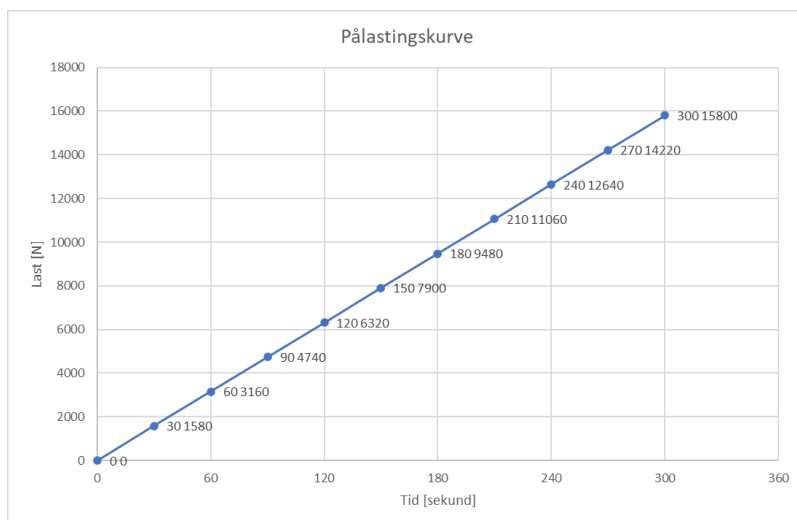
Pålastningshastigheten kan hentes ut fra forhåndsdefinerte kurver. NS-ISO 6891, pkt. 8.2 angir pålastningshastighet for prøving av trekonstruksjoner:



Figur 8 Pålastningskurve fra standard (figur 1, NS-ISO 6891)

Kurven baserer seg på beregnet maksimal belastning F_{est} og angir at lasten skal økes med $0,2 F_{est}/\text{minutt}$. Vi velger å gjøre følgende tilpasninger:

- NS-ISO 6891, pkt. 8.2 (Standard Norge, 1991) gir mulighet for å utelate steg 01-04 i kurven (dermed også steg 14-11). For vindlast blir det mest relevant med full belastning umiddelbart og vi vil dermed starte på steg 21 i kurven.
- Standarden beskriver at pålastningshastigheten skal justeres ut ifra deformasjon etter at $0,7 F_{est}$ (steg 27). Vi velger å benytte fast pålastningshastighet pr. tidsenhet helt til brudd. Dette vil medføre raskere økning av lasten og blir dermed et konservativt valg.



Figur 9 Eksempel på pålastingskurve i våre forsøk

Verifikasjon av samsvar med prøvestandard NS-EN 1380:

Referanse	Forutsetning	Samsvar
6.1 General	Måle fukt og densitet i treverket	Blir utført umiddelbart etter prøving i henhold til NS-EN 13183-2
6.2 Conditioning	Skal fabrikkeres ved likevektsfukt for $RF = 85 \pm 5$ og $T = 20 \pm 2$	Fuktinnhold ved fabrikking eller klima ved høvleriet har vi ikke kontroll på. Trevirket i testen er derimot klassifisert slik at det er sikret jevn og rett kvalitet.
	Akklimatisering 7 dager: $RF = 65 \pm 5$ og $T = 20 \pm 2$	Utføres ved bygglabben ved NTNU på Gjøvik.
6.3 Fabrication of the test pieces	Skal være høvlet	Innfridd, vi bruker justert last som er høvlet på alle 4 kanter.
	Bolter vinkelrett på overflaten og følge normal praksis med tanke på	Utføres på bygglabben på Gjøvik

	forboring m.m.	
6.4 Preparation of the test pieces	Skisse i standard (NS-EN 1380)	Ikke likt oppsett i standarden, se egen forklaring og skisse for forsøket
	Endeavstand min. 50 mm	OK
6.4.3 Determination of relative displacements	Posisjonering av måler, se skisse i standard + målenøyaktighet på 0,01 mm	Målepunkt avviker fra standard. Pressen måler forskyving i stempelet. Denne plasseringen vil gjengi den faktiske forskyvingen vel så bra som angitt i standard da den måler på belastet ende på tresvillen. Målt forskyving vil dermed bli like stor eller større enn forskyving akkurat ved boltene.
6.5 Test procedure	NS-ISO 6891, pkt. 7 og 8	Innfridd. Pkt. 7 angir krav til nøyaktighet på måleutstyr. Pkt. 8 angir pålastingsprosedyre.
6.6 Test results	NS-ISO 6891, pkt. 8.5	Innfridd så langt det passer. Siden vi utelater steg 01-04 i lastkurven vil ikke alle beregningene i dette punktet være relevante. Se vedlagt utskrifter fra excelfil.
	NS-EN 14358	Innfridd. Angir metoder for beregning

		av karakteristiske verdier ut ifra prøveresultatene
6.7 Test report	Se egen tabell nedenfor	

Testrapport (ref. NS-EN 1380:2009, pkt. 6.7):

Ifølge prøvestandarden skal testrapporten inneholde følgende opplysninger:

Tabell 4 Punkt som skal inngå i testrapport

#	Innhold
a)	Treslag og densitet for treverket Betongkvalitet og herdetid
b)	Kvalitet og egenskaper for boltene, inkludert evt. overflatebehandling
c)	Detaljer om dimensjon, antall og plassering for boltene
d)	Metode for innfesting av boltene (forboring m.m.)
e)	Kant, ende og senteravstander
f)	Kraftretning ift. fiberretning
g)	Forankringslengde for skruen
h)	Dybde for skruehodet i treverket
i)	Oppbevaring av prøvestykkene før testen, fuktinnhold (spesielt treverk) og ev. virkesfeil
j)	Pålastingsprosedyre, strekk/trykk, evt. avvik
k)	Forskyvingssensorer, type og nøyaktighet. Målepunkt.
l)	De enkelte testresultat med last/forskyvingskurver samt bruddform. Oppsummert med gjennomsnittsverdier og beregnet standardavvik.
m)	Referanse til standarder

Tabellen gir oversikt over standardens krav til testrapport. De enkelte punktene blir registrert i egen Excel fil og inngår i testrapporten som blir utarbeidet.

Antall prøvninger:

Det er ikke angitt et nedre antall prøvninger som må gjennomføres før resultatet er gyldig. Likevel må man ha minst 3 prøvninger for å kunne regne på variansen i resultatene.

Vi velger utføre 6 prøvninger av hvert oppsett. Det gir et greit bilde av variansen samtidig som det er innenfor rammene av både tid og materialkostnad som er tilgjengelig i prosjektet.

Utleddning av karakteristisk kapasitet:

For utledning av karakteristiske verdier utfra testresultatene benytter vi følgende standard i henhold til referanse i NS-EN 1380:

NS-EN 14358:2016 Trekonstruksjoner, Beregning og verifisering av karakteristiske verdier (Standard Norge, 2016b)

Denne standarden gir metoder for å beregne karakteristiske verdier med konfidensnivå på 75% tilsvarende som i NS-EN 1990. Verdier blir kalkulert innenfor 5% persentil.

Pkt. 3.3.2 c) angir at det for styrkeegenskaper bør antas logaritmisk normalfordeling.

Det medfører at følgende formler skal legges til grunn for beregning av gjennomsnitt og standardavvik.

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln m_i \quad \text{formel (1), NS-EN 14358}$$

$$s_y = \max \left\{ \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln m_i - \bar{y})^2}, 0,05 \right. \quad \text{formel (3), NS-EN 14358}$$

Videre angir standarden faktorer for å beregne karakteristisk kapasitet basert på antall prøvninger. Faktoren $k_s(n)$ blir større dess færre prøvninger som blir gjennomført og tar dermed hensyn til økende usikkerhet ved færre prøver. Faktoren blir hentet fra Table 1 i NS-EN 14358 som også korresponderer med Table 6 i ISO 12491 der det er angitt $k_s(n)$ -faktorer for flere verdier av n .

Formel for å beregne 5%-persentil blir slik:

$$m_k = \exp(\bar{y} - k_s(n)s_y) \quad \text{formel (5), NS-EN 14358}$$

Tillatt deformasjon:

Vi søker å finne en grenseverdi for hvor stor forskyving vi kan tillate mellom svill og betong i forsøket vi rigger. ISO 6891 definerer 15 mm forskyving eller maksimal belastning som grenseverdi for styrketesten. Vi mener likevel at en slik forskyving vil gi for store konsekvenser i et byggverk for den sammenføyningen vårt forsøk gjelder i praksis. Vi ser derfor til toleransekrav for vegger i byggverk som beskrevet i følgende standard:

NS 3420-1 Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner, Del 1:
Fellesbestemmelser (Standard Norge, 2019b)

Her er det angitt ulike nivå for toleranser (tabell 1) der innvendige flater får et nivå «RC» som normalkrav.

I tabell 2 er dette satt til 3‰, noe som gir en tillatt forskyving på ca. 7,5 mm på en normal vegghøyde på 2,5 meter.

Vi vil derfor anse 7,5 mm forskyving som grenseverdi for hva som er maksimal tillatt forskyving i forsøket vårt.

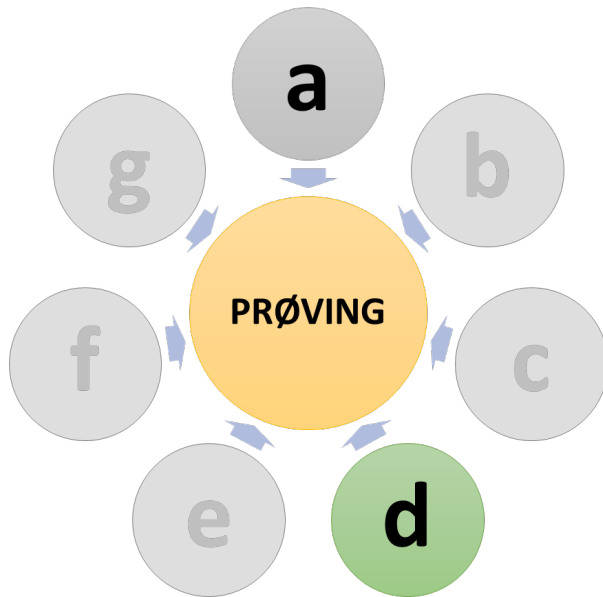
Prøveplan

Her følger prøveplan, planlagt i henhold til NS-EN 1380 samt i samvar med NS-EN 1990.

For å forenkle arbeidet under selve testingen er det utarbeidet egen prosedyre for prøvingen, se vedlegg E.

Målsetninger og omfang;

- Formålet med forsøket er å utlede karakteristiske verdier for skjærkapasitet i bolteforbindelse mellom bunnsvill og betong. Den aktuelle situasjonen er avstivende vegg i byggverk forankret i fundament eller dekke av betong
- I forsøket skal det testes 2 konfigurasjoner med ulikt antall bolter og bolteplassering, men ellers lik geometri. For hver konfigurasjon blir det testet 6 prøveemner.
- En av hensiktene med forsøket er å sammenligne kapasiteter som fremkommer basert på prøving med kapasitet fra beregninger. Siden det ikke finnes egnede beregningsmetoder for akkurat denne forbindelsen er det valgt noen forutsetninger i beregningene som er gjort som er antatt å være på sikker side.
- I henhold til *NS-EN 1990, Tillegg D, D3 Typer prøvinger* vil dette forsøket falle innunder pkt. a) og d):
 - a) *prøvinger for direkte fastsettelse av konstruksjonenes eller konstruksjonsdelenes bruddkapasitet/bruddmotstand eller bruksegenskaper for gitte lastforhold. Slike prøvinger kan f.eks. utføres for utmattingslaster eller støtlaster.*
 - Dette punktet passer fordi vi ønsker å finne hvilken kapasitet vi kan regne videre med i denne sammenføyningen.
 - d) *prøvinger for å redusere usikkerhet i parametere brukt i modeller for kapasitet, f.eks. ved prøving av konstruksjonsdeler eller sammensetninger av konstruksjonsdeler (f.eks. tak- eller gulvkonstruksjoner).*
 - Dette punktet er relevant fordi vi har en beregningsmodell hvor vi har gjort visse forutsetninger som vi ønsker å kontrollere gyldigheten til.

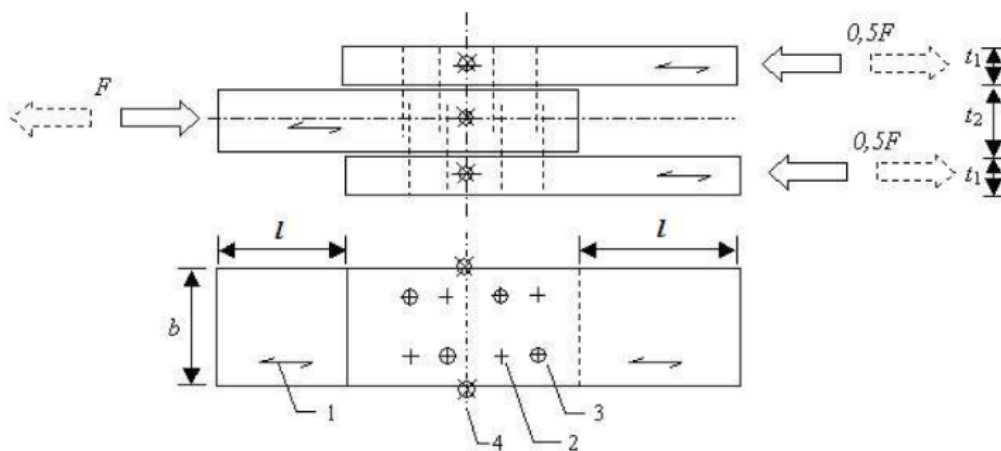


Figur 10, Typer prøving i henhold til figur 7 i kap. 5.2.

Prøvingsoppstillinger:

Det er tidligere nevnt at ingen prøvestandarder passer akkurat for sammenføyningen vi ønsker å teste. Likevel har vi funnet 2 ulike metoder for testing av skjærkapasitet i bolteforbindelser. Med en kombinasjon av disse ser vi at vi kan bygge et forsøk som ligner mest mulig på forankring av bunnsvill i en avstivende vegg til betongfundament.

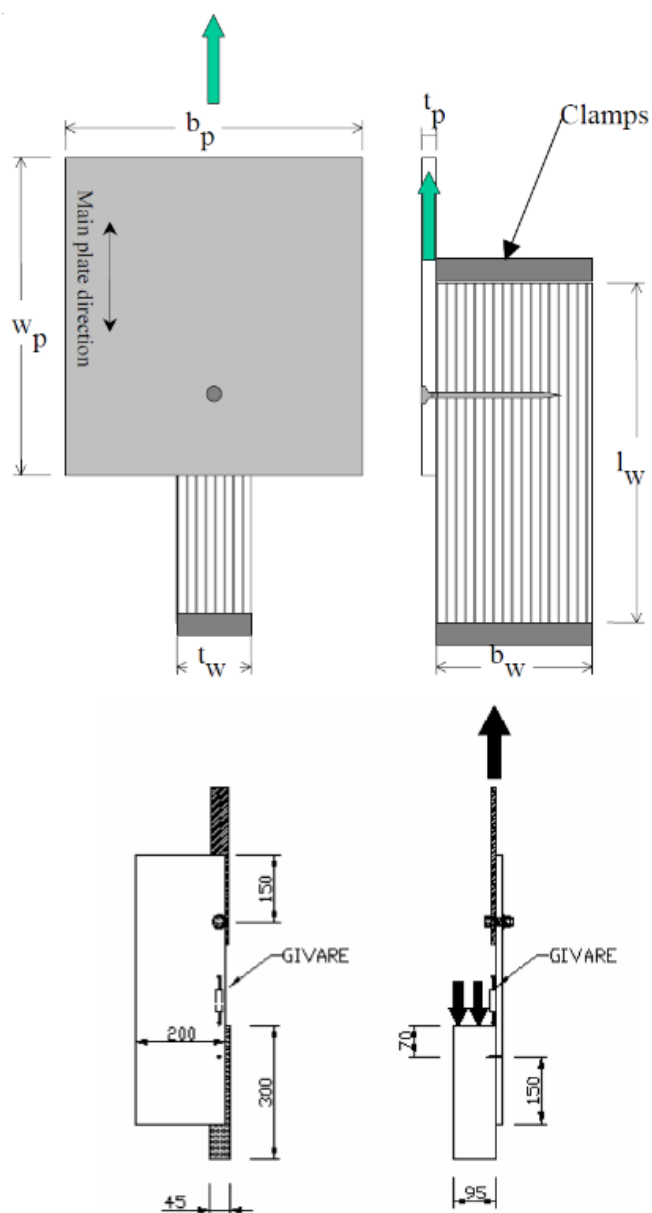
NS-EN 1380:



Figur 11 Prøveoppsett fra standarden (NS-EN 1380:2009)

Her er det festet lasker på hver side av et midtstykke slik at kreftene fordeler seg symmetrisk. i denne metoden er det brukt grupper av forbindere.

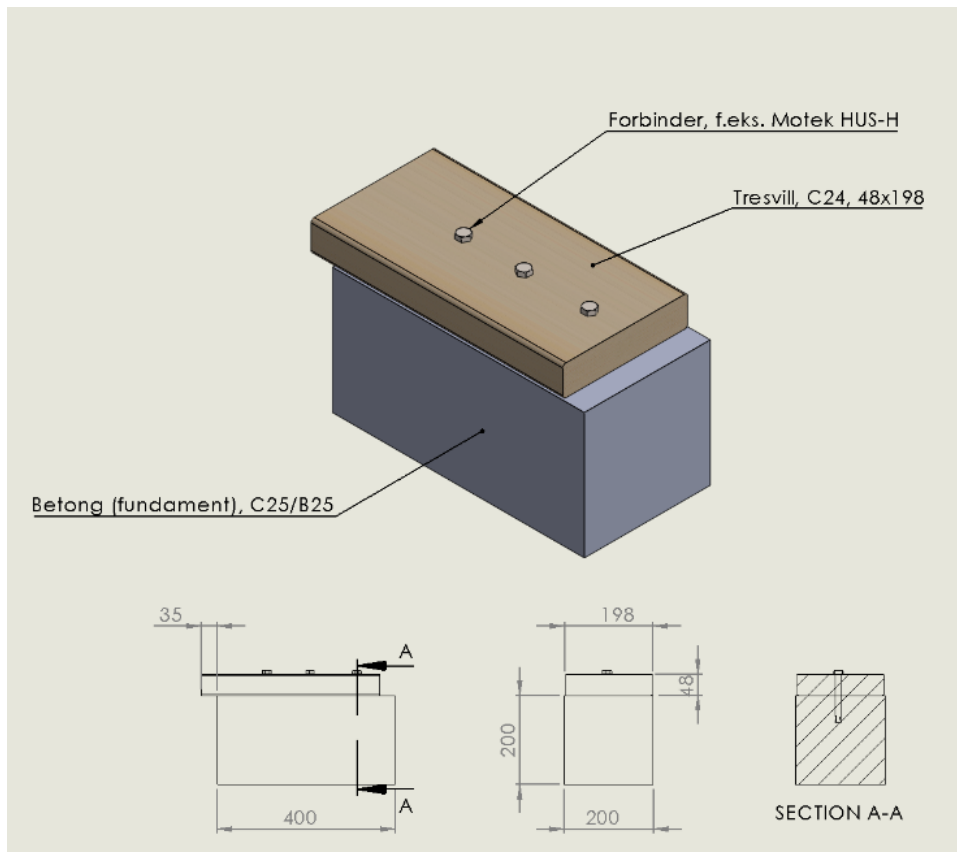
NT BUILD 508:



Figur 12 Prøveoppsett fra prøvemete Sintef har brukt (NT BUILD 508)

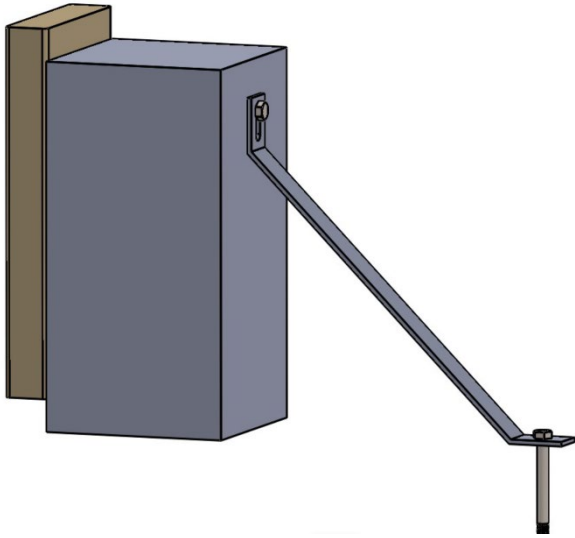
Her er det brukt innfesting kun på en side, riktignok med strekkbelastning. I denne prøvemethoden er angitt en forbinder.

Vi velger å bruke et oppsett med en betongkloss som tilsvarer betongfundamentet og fester en tresvill på ene siden, noe som samsvarer helt med sammenføyningen vi skal teste. Størrelsen blir tilpasset det som får plass i pressen på bygglabben:



Figur 13 Prinsippkisse for prøvelegeme

Ut ifra pilottesten så vi at en mye mindre betongkloss stod stødig under testingen. Det betyr at det er ingen eller forholdsvis små eksentrisiteter i oppsettet. Men for å forsikre oss om at det ikke oppstår noen eksentrisiteter som kan forstyrre målingene velger vi å likevel støtte opp betongklossen i pressen.



Figur 14 Avstivende innspenning

Forhåndsberedning av prøvingsresultater;

Kapasiteter basert på beregninger:

For svill A med 2 bolter: 15,8 kN

For svill B med 10 bolter: 53,0 kN

Disse verdiene danner grunnlag for pålastningshastigheten.

Spesifikasjon av prøvelegemer og stikkprøvetaking;

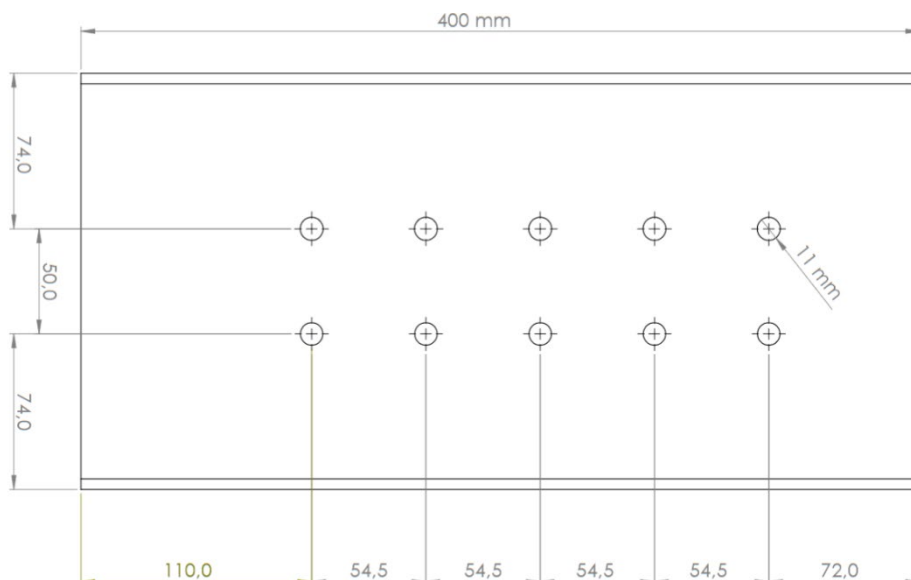
- Betong:
 - Dimensjon 200x200x400
 - B30
 - Uarmert, ref. pilottest gjennomført 25.03.2021
 - Betongen er blandet med Norcem industrisement til fasthet B30.
 - Støpt 26.03.2021 og har herdet i vannbad ved 50°C i 7 dager før forsøket er gjennomført.
- Trevirke:

- Konstruksjonsvirke, C24
- Dimensjon: justert 48x198, kappes L=400 mm
- Plukke fra ulike planker
- Oppbevares i kontrollert klima på bygglabben ved NTNU Gjøvik i minst 7 dager før forsøket blir gjennomført.
- Bolter:
 - Hilti HUS3, $\varnothing 10 \times 110$ mm

Hull for boltene forbores vinkelrett på overflaten med de aktuelle plasseringer og avstander. Diameter på forboring i treverk er $\varnothing 11$ mm. Forboring i betong er $\varnothing 10$ mm, $d \geq 72$ mm.

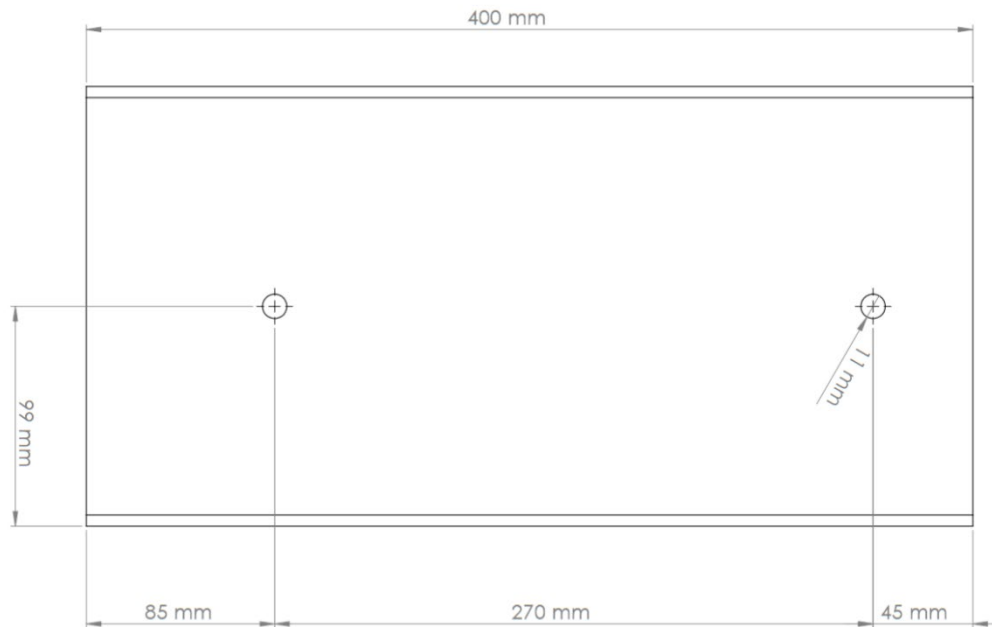
Konfigurasjoner:

Hovedhensikten med forsøket er å finne den maksimale skjærkapasitet vi kan oppnå for en tresvill som er boltet fast til betongfundamentet med skrueanker. Derfor vil den ene konfigurasjonen bestå av en sammenføyning med maksimalt antall bolter. Det er beregnet minimumsavstander i både betong og tresvill som vi holder oss innenfor og fyller deretter med maksimalt antall bolter innenfor rammene av størrelsen på prøvestykkene.



Figur 15 Prøveserie B, test av maksimal kapasitet

Videre blir det testet en konfigurasjon med så stor avstand mellom boltene at de kan regnes som fullt utnyttet. Vi velger å ta med minst 2 bolter for å unngå rotasjon av svillen. Innenfor de beregnede minimumsavstandene og avstand der effektivt antall bolter er like stort som faktisk antall bolter får vi plass til 2 bolter på rekke.

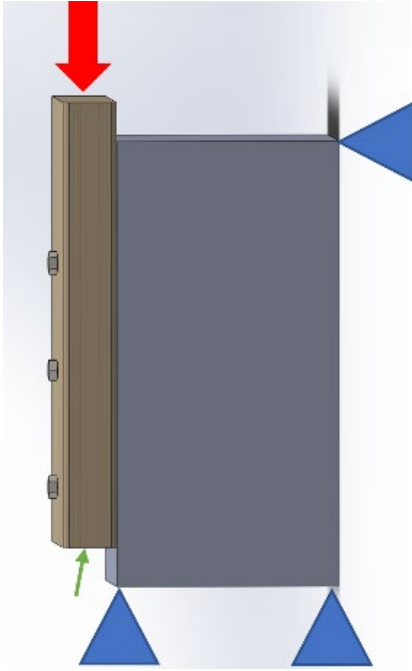


Figur 16 Prøveserie A, kapasitet på enkeltforbinder

Lastspesifikasjoner:

Vi må sette prøvestykket på høykant pga. utforming av pressen på labben.

- Skisse av opplagring (blå) og last (rød)



Figur 17 Opplagring og belastningspunkt

- Lasthistorie: Jevn lastpåføring $0,2 F_{est}/\text{min}$ til brudd (F_{est} = beregnet makslast)
- Begrensing: maks. 35 mm forskyving
- Temperatur: 20 ± 2
- Relativ fuktighet: $65 \pm 5\%$
- Plotte last vs. forskyving
- Registrere last ved 7,5 mm forskyving
- Registrere last ved 15 mm forskyving

Målinger;

Følgende skal registreres for forsøket som helhet:

- Dato
- Sted
- Ansvarlig for utførelse
- Temperatur
- Relativ luftfuktighet
- Pressen; fabrikat, kapasitet, kalibreringsdato m.m.

- Måleutstyr (gjelder måling av påført kraft og forskyving): fabrikat, nøyaktighet, ev. avvik, m.m.

Følgende skal registreres for vert enkelt forsøk:

- Identifikasjon av prøvestykket
- Konfigurasjon av sammenføyning
- Last/forskyvingsplott
- Registrert belastning ved 7,5 mm forskyving
- Registrert belastning ved 15 mm forskyving
- Maksimal belastning
- Trefukt
- Densitet

Verdiene for punktene ovenfor blir registrert i egen excelfil og inngår i testrapporten, se Vedlegg H.

Evaluering og rapportering av prøvingene;

Resultatene blir brukt i beregning av karakteristisk skjærkapasitet i henhold til NS-EN 14358:2016 (Standard Norge, 2016b). Disse kapasitetsverdiene blir så brukt for å sammenligne kapasitetene som fremkommer ut ifra preaksepterte løsninger, beregninger og prøvning.

5.3.4 Resultat (forsøk)

5.3.4.1 Preakseptert

Når vi søker etter preaksepterte løsninger for skjærkapasiteten i forbindelsen mellom tre og betong finner vi lite litteratur eller dimensjoneringsstabeller som direkte omhandler denne konkrete forbindelsen. Det meste som kommer frem i dokumentasjon fra skrueleverandører eller i betonglitteraturen omhandler innfesting av ståldeler til betong.

Vi finner derimot en anvisning fra Sintef Byggforsk som oppgir verdier horisontal kapasitet i forbindelse mellom beton og tresvill i forhold til vindforankring og avstiving.

Sintef Byggforsk anvisning 520.241 Vindforankring og vindavstivning av småhus i tre (Sintef, 2011)

Siden pilottesten som ble gjennomført viser at det er treverket og/eller forbinderen som er svakeste ledd og at innfestingen i betongen har større kapasitet enn treverk/forbinder så kan vi bruke verdier og dimensjoneringsforutsetninger fra tabeller for forbindelser tre mot tre eller lignende.

Vi finner en håndbok fra Norsk Treteknisk Institutt der skjærkapasitet for bolteforbindelser mellom tre og tre er oppgitt i tabeller:

Treteknisk Håndbok Mekaniske treforbindelser – dimensjonering (Norsk Treteknisk Institutt, 2007)

520.241 Vindforankring og vindavstivning av småhus i tre

Forutsetninger (avgrensninger):

Anvisningen er gyldig for vanlige bolighus eller lignende bygninger med inntil to etasjer, lukket form, mønehøyde maks 10 m, bredde maks 12 m og vegghøyde maks 3 m per etasje.

Kapittel 3 i anvisningen omhandler «Forankring til fundament».

Kapasiteter:

Verdier er angitt som «orienterende kapasiteter» i Tabell 322 i anvisningen. Vi finner horisontal kapasitet for hhv. 8, 10 og 12 mm bolter og det er oppgitt ulike kapasiteter og minimum kantavstander for hhv. «ekspansjonsbolter» og «feste med limanker».

Den aktuelle skruen er ingen av disse to typene, men blir kalt skrueanker. Siden horisontal kapasitet er lik for begge skruetyperne i anvisningen legger vi til grunn at vi benytte samme verdier også får skruen vi vil bruke.

Når det gjelder kantavstander så oppgir tabellen ulike avstander for de to ulike skruetyperne. Hilti HUS3 (Deutches Institut für Bautechnik, 2016) blir markedsført med at den ikke har ekspanderende egenskaper slik at den kan brukes med forholdsvis små kantavstander. Men selv om vi derfor mener at vi kan benytte verdier for typen «feste med limanker» som har kortest oppgitt kantavstand vil det være tryggere å velge mer konservative avstander fra tabellen for «ekspansjonsbolter». Vi vil også se til dokumentasjonen for den aktuelle skruen fra Hilti og velger den verdien som gir mest konservativ kantavstand av de 2 kildene.

Anvisningen gir videre krav om minimum skivedimensjoner som må legges til grunn ved dimensjonering etter denne anvisningen. For forankringslengde i betongen kan man bruke verdier oppgitt av skrueleverandøren.

Skrue: Hilti HUS3-H10, L=110 mm

Diameter: 10 mm

Forankringslengde: 62 mm (110-48 mm)

Horisontal kapasitet pr. forbinder i henhold til anvisning 520.241, Tabell 322: 3,0 kN

Dette forutsetter:

- Skive: $s \geq 60$ mm, $T \geq 2$ mm
- Forboring betong: $\varnothing = 10$ mm
- Kantavstand betong: $c \geq 60$ mm (Hilti HUS3, tabell side 229)
- Forboring tre: $\varnothing = 11$ mm
- Kantavstand tre: ≥ 40 mm

Tabell 322

Orienterende kapasiteter og kantavstander i henhold til [fig. 322](#) fo

d	D	t	a ³⁾	b ⁴⁾	s	Kapasitet	
						Hor.	Vert. ¹⁾
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN
Feste med ekspansjonsbolter ²⁾ som vist i fig. 322							
8	≥55	48	≥55	≥35	35	2,5	4,5
10	≥60	48	≥60	≥40	40	3,0	7,0
12	≥80	48	≥80	≥50	50	4,0	10,0
Feste med limanker som vist i fig. 322							
8	≥80	48	≥40	≥35	50	2,5	8
10	≥90	48	≥45	≥40	60	3,0	12
12	≥110	48	≥50	≥50	70	4,0	18

Figur 18 Tabell for kapasiteter fra byggedetaljer 520.241 (Sintef)

Mekaniske treforbindelser:Forutsetninger:

Hele boken er basert på dimensjoneringsprinsippene angitt i NS-EN 1995-1-1:2004.

Kapittel 4 omhandler bolter spesielt. Spesifikt for bolteforbindelser er det forutsatt følgende:

- Stålkvalitet i bolter med strekkfasthet $f_{u,k} \geq 800 \text{ N/mm}^2$
- Konstruksjonstre med fasthetsklasse C18, gyldig for klasse C18-C30
- Forboring med diameter D ift. skruediameter d: $[(d+1) \geq D \geq d]$
- Skive med minimum diameter 3d og minimum tykkelse 0,3d.

Kapasiteter:

Kapittelet om bolter inneholder tabeller for 1-snitts og 2-snitts tre-mot-tre forbindelser og med ulike kraftretninger ift. fiberretningene. Tabellene som gjelder stål-mot-tre forbindelser er kun for 2-snitts forbindelser.

Ut ifra forbindelsen svill-betong som vi ser på vil vi benytte verdier for 1-snitts forbindelse. Tabellen angir verdier for ulike tykkelser av de 2 trebitene i forbindelsen. Pilotforsøket viser at betongen ikke utgjør svakeste ledd. Derfor mener vi at det er et konservativt valg å velge den tykkeste tretykkelsen tabellen oppgir for delen som tilsvarer betongen. Videre må vi velge tykkelser på 48 mm for tredelen som er den reelle tykkelsen på trevirket i svillen.

Kraftretning er parallelt med veggen og altså parallelt med fiberretning i svillen, det vil si 0° .

Forankringslengde i betongen er ikke angitt i denne håndboken og må følgelig hentes fra produktdatablad for skruen.

Skrue: Hilti HUS3-H10, L=110 mm

Diameter: 10 mm

Forankringslengde: 62 mm (110-48 mm)

Horisontal kapasitet pr. forbinder mekaniske treforbindelser, Tabell 4.4 med $t_1 = 48$ mm, $t_2 = 98$ mm og $\alpha_1 = \alpha_2 = 0^\circ$: 7297 N

Dette forutsetter:

- Skive: $\varnothing \geq 30$ mm, $T \geq 3$ mm
- Forboring betong: $\varnothing = 10$ mm
- Kantavstand betong: $c \geq 60$ mm (Hilti HUS3, tabell side 229)
- Forboring tre: $\varnothing = 11$ mm
- Kantavstand tre: $a_{4,c} = 32,7$ mm

Tabell 5 Utdrag fra tabell 4.4 i Mekaniske Treforbindelser (Norsk Treteknisk Institutt, 2007)

1-snitts tre mot tre forbindelse						
Fasthetsklasse C18						
Karakteristisk kapasitet $F_{v,RK}$ i N						
Strekfasthet bolt $f_{u,k} = 800$ N/mm ²						
$\alpha_1 = 0^\circ$	$\alpha_2 = 0^\circ$	Diameter på bolt (mm)				
t_1	t_2	8	10	12	16	20
36	36	3 600	4 402	5 165	6 574	7 826
36	42	3 919	4 793	5 624	7 157	8 521
36	48	4 273	5 225	6 130	7 802	9 289
36	61	4 752	6 264	7 350	9 354	11 136
36	73	4 752	6 633	8 577	10 917	12 996
36	98	4 752	6 633	8 822	12 696	15 114
42	42	4 200	5 136	6 026	7 669	9 130
42	48	4 517	5 523	6 481	8 248	9 819
42	61	5 059	6 479	7 602	9 676	11 519
42	73	5 059	6 937	8 757	11 145	13 268
42	98	5 059	6 937	9 099	14 272	17 255
48	48	4 800	5 869	6 887	8 765	10 434
48	61	5 406	6 745	7 914	10 072	11 991
48	73	5 406	7 297	8 995	11 448	13 628
48	98	5 406	7 297	9 450	14 550	17 435
61	61	6 100	7 459	8 752	11 139	13 260
61	73	6 247	8 213	9 678	12 318	14 664
61	98	6 247	8 213	10 394	15 183	18 075
73	73	6 534	8 926	10 473	13 330	15 869
73	98	6 534	9 172	11 422	15 896	18 924
98	98	6 534	9 657	13 258	17 895	21 303

5.3.4.2 Beregning

Generelt:

Beregning av kapasitet i denne enkeltsnittede forbindelsen mellom betong og tre er ikke godt beskrevet i standardverket som er tilgjengelig for oss. Dersom forbindelsen hadde vært tre-tre eller tre-stål, ville fremgangsmåte og utregning vært godt beskrevet i Standard Norges Eurokode 5.

Ved beregninger av et sammensatt system som ikke er beskrevet i standardverket, vil vi måtte gjøre noen antagelser og tilnærmelser. Disse tilnærmelsene er gjort i tråd med Byggteknisk forskrift (TEK17):

Alternativt kan løsninger dokumenteres i hvert tilfelle ved prøvning eller beregning etter standardiserte metoder. Dersom det ikke finnes relevante standardiserte metoder kan det benyttes andre anerkjente metoder, eller gjøres en dokumentert fagkyndig vurdering. (Byggteknisk forskrift (TEK17), 2017)

Dette gir rom for en vurdering i forhold til beregninger som ikke har relevante standardiserte metoder. I våre beregninger har vi hovedsakelig tatt utgangspunkt i Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner (Standard Norge, 1995). Vi har valgt å beregne denne forbindelsen som en enkeltsnittet tre-tre forbindelse hvor betongens densitet blir satt til 700 kg/m^3 . Denne fremgangsmåten gir en enkel utregning ved at den karakteristiske hullkantfastheten, $f_{h,k}$, for betongdelen blir dobbelt så stor som treets hullkantfasthet. Dette forutsatt bruk av C24, konstruksjonsvirke med densitet 350 kg/m^3 . Følgekonstanten β , som er forholdet mellom komponentenes hullkantfasthet, blir dermed 2. Denne fremgangsmåten er på linje med praksis i bransjen, refererer til kontakt med Torger Torgersen Klætte, Sweco, i Vedlegg D. Ved å sette en høy densitet på betong-delen går en langt i å utelukke brudd i denne komponenten. Dette gjør det lite sannsynlig med bruddformene b, c og e fra kapasitetsberegningene lenger ned i kapittelet. Dermed blir vurderingen omkring komponentens tykkelse, h_{ef}/t_2 , to avsnitt lenger ned, av mindre betydning. Det er likevel tatt med for å vise de forskjellige vurderingene som må gjøres ved en fagkyndig vurdering.

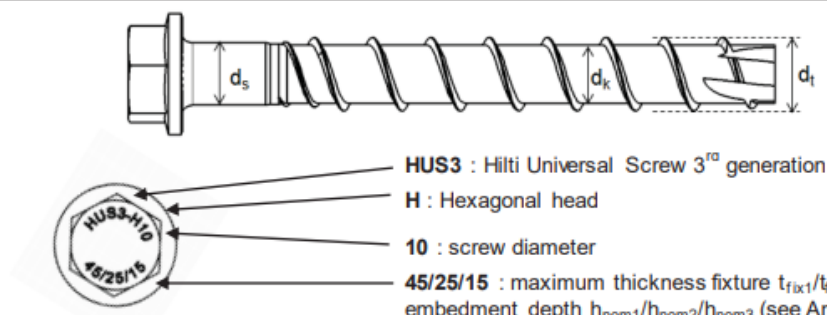
Forbinderens effektive diameter, d_{ef} :

Prøvningen blir utført med Hilti HUS3-H 10x110 levert av Motek. I deres dokument «Teknisk datablad HUS3» (Motek, 2014) finnes dimensjonstabell som vist under:

Anchor dimensions

Dimensions

Anchor size			8	10	14
Type			H, C	H, C, HF	H, HF
Threaded outer diameter	d_t	[mm]	10,30	12,40	16,85
Core diameter	d_k	[mm]	7,85	9,90	12,95
Shaft diameter	d_s	[mm]	8,45	10,55	13,80
Stressed section	A_s	[mm ²]	48,4	77,0	131,7



HUS3 : Hilti Universal Screw 3rd generation
H : Hexagonal head
10 : screw diameter
45/25/15 : maximum thickness fixture $t_{fix1}/t_{fix2}/t_{fix3}$ related to the embedment depth $h_{nom1}/h_{nom2}/h_{nom3}$ (see Annex B3)

Figur 19 Hilti dimensjoner, Teknisk datablad HUS3, Motek

Vi ser av figuren at denne forbinderen har delvis glatt skaft, men at ytre gjengediameter ikke er lik skaftets diameter. Effektiv diameter for beregning av kapasitet blir dermed ifølge Eurokode 5: Del 1-1: 8.7.1 (3) satt til 1,1 ganger skruens kjernediameter:

$$d_{ef} = 1,1 * 9,90 \text{ mm} = \mathbf{10,89 \text{ mm}}$$

Effektiv dybde, h_{ef}/t_2 :

«Teknisk datablad HUS3» (Motek, 2014) gir følgende verdi:

Design parameters

Anchor size			8			10			14		
Type	HUS3		H, C			H, C, HF			H, HF		H
Nominal anchorage depth	h_{nom}	[mm]	50	60	70	55	75	85	65	85	115
Effective anchorage depth	h_{ef}	[mm]	40	46,4	54,9	41,6	58,6	67,1	49,3	66,3	91,8
Minimum base material thickness	h_{min}	[mm]	100	100	120	100	130	140	120	160	200
Minimum spacing	s_{min}	[mm]	40	50	50	50	50	60	60	75	75
Minimum edge distance	c_{min}	[mm]	50	50	50	50	50	60	60	75	75
Critical spacing for splitting failure	$s_{cr,sp}$	[mm]	120	140	170	130	180	220	170	200	280
Critical edge distance for splitting failure	$c_{cr,sp}$	[mm]	60	70	85	65	90	110	85	100	140
Critical spacing for concrete cone failure	$s_{cr,N}$	[mm]	120	140	170	130	180	202	150	200	280
Critical edge distance for concrete cone failure	$c_{cr,N}$	[mm]	60	70	85	65	90	101	75	100	140

Figur 20 Design parametere, Teknisk datablad HUS3, Motek

Prøvningens nominelle inntrekningsdybde, h_{nom} :

$$h_{nom} = 110 \text{ mm} - 48 \text{ mm} = \mathbf{62 \text{ mm}}$$

Interpolering av produktdatabladets oppgitte dimensjoner gir $h_{ef} = \mathbf{47,55 \text{ mm}}$.

Produktdatabladets angivelse av effektiv dybde blir brukt i beregning av spesifikk uttrekkskapasitet. For beregninger av kapasitet ved tverrbelastning bruker de i produktbladet h_{nom} som parameter.

For aksialt belastede bolter sier Eurokode 5: Del 1-1: 8.7.1 (3) at denne må være $6d$ og en anbefaling om å trekke fra tilsvarende $1,5d$ for usikkerhet rundt dybde av forboring. For tverrbelastede skruer anbefales fratrek på inntil $1,5d$ for å kompensere for manglende bidrag til hullkantrykk i skruens koniske spiss. Med denne utregningen vil vi da få $h_{ef} = \mathbf{45,67 \text{ mm}}$.

Forbinderens inntrekningsdybde vil være styrende for kapasitetsberegningen. Denne verdien vil tilsvare t_2 i formlene for beregning av ulike bruddformer. Verdiene av t_2 virker direkte inn

i kapasitetsberegningene og vil gi uforholdsmessig lav kapasitet dersom den blir satt lavt. Med bakgrunn i skruens utforming vil fullt fratrekk tilsvarende $1,5d$ for konisk skruende gi for konservativt resultat. Produsentens oppgitte effektive inntregningsdybde antas å være mer korrekt i forhold til ankerets utforming. Vi velger derfor produsentens beregnede effektive inntregningsdybde som grunnlag for våre videre beregninger. For kapasitetsberegninger ved tverrbelastning får vi derfor:

$$t_2 = 47,55 \text{ mm}$$

Karakteristisk strekkfasthet forbinder:

Fra «Teknisk datablad HUS3» (Motek, 2014):

Mechanical properties

Anchor size		8	10	10	14
Type	HUS3	H, C	H, C	HF	H, HF
Nominal tensile strength f_{uk}	[N/mm ²]	810	805	705	730
Yield strength f_{yk}	[N/mm ²]	695	690	605	630
Stressed cross-section A_s	[mm ²]	48,4	77,0	77,0	131,7
Moment of resistance W	[mm ³]	47	95	95	213
Char, bending resistance $M^0_{Rk,s}$	[Nm]	46	92	81	187

Figur 21 Mekaniske egenskaper, Teknisk datablad HUS3, Motek

Angitt karakteristisk strekkfasthet forbinder:

$$f_{uk} = 805 \text{ N/mm}^2$$

Sammenstilte parametere

Tabell 6 Sammenstilte parametere

Parameter	Verdi
d	10,89 mm
t_2	47,55 mm
$\rho_k, C24$	350 kg/m ³
ρ_k, Betong	700 kg/m ³ * (valgt størrelse for beregning)
$f_{u,k, \text{forbinder}}$	805 N/mm ²

Kapasitet tværbelastede stavformede forbindere:

Vi bruker tresvillen i systemet som komponent 1, med tilhørende verdier t_1 og $f_{h,1,k}$.

Tilsvarende er betongdelen komponent 2, med tilhørende verdier t_2 og $f_{h,2,k}$.

Tabell 7 Parametere tværbelastede forbindere

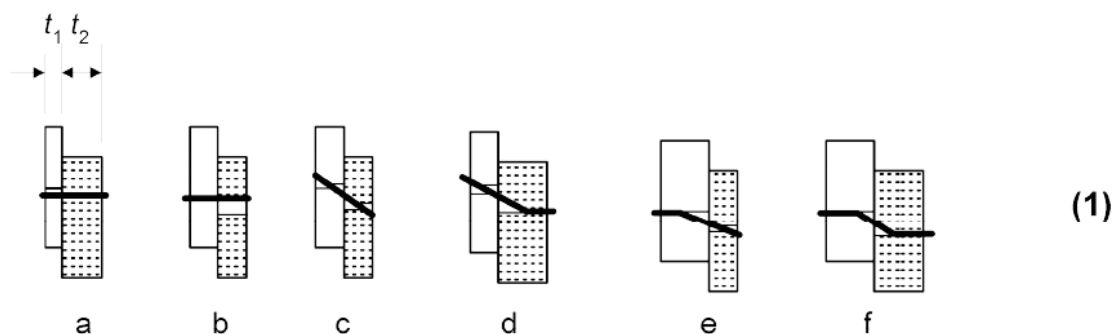
Parameter	Formel	Verdi
$f_{h,1,k}$	$f_{h,1,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$	25,57 N/mm ²
t_1		48 mm
$f_{h,2,k}$	$f_{h,2,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$	51,14 N/mm ²
t_2		47,55 mm
β	$\beta = f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$	2
$M_{y,Rk}$	$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6}$	120002,3 Nmm

Aktuelle bruddformer og utregningsformler for enkeltsnittet forbindelse, i henhold til Eurokode 5: Del 1-1: 8.2.2: (8.3)(Standard Norge, 2010):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

Figur 22 Utregningsformer enkeltsnittet forbindelse, Eurokode 5: Del 1-1: Figur 8.3, Standard Norge

Presentasjon av aktuelle bruddformer, Eurokode 5: Del 1-1: Figur 8.2 (Standard Norge, 2010):



Figur 23 Bruddformer, Eurokode 5: Del 1-1: Figur 8.2, Standard Norge

Resultat beregning bruddform:

Tabell 8 Beregnet kapasitet og bruddform

Bruddform	Beskrivelse	Kapasitet
a)	Svikt i komponent 1	13 365,95 N
b)	Svikt i komponent 2	26 481,29 N
c)	Svikt i begge komponenter	8 097,89 N
d)	Svikt i komponent 1 og forbinder	7 862,43 N
e)	Svikt i komponent 2 og forbinder	10 075,36 N
f)	Svikt i forbinder, lokalt i komponentene	10 855,66 N

Bruddform d er begrensende, svikt i komponent 1 og forbinder:

$$F_{v,Rk} = 7\,862,43\text{ N}$$

Som vist i figur (8.3) fra Eurokode 5: Del 1-1, gis det mulighet for et tilleggsledd i bruddform c, d, e og f. Første ledd i formlene for disse bruddformene kalles «Johansen-delen».

Tilleggsleddet $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$ blir kalt taueffekten og gir et bidrag til den totale kapasiteten. $F_{ax,Rk}$ er forbinderens uttrekkskapasitet. Denne effekten mobiliseres når stavforbindere bøyes og danner vinkel med udeformert utgangspunkt. Vertikalkomponenten av aksialkraften i forbinderen bidrar til å overføre kraft mellom komponentene. I henhold til Eurokode 5: Del 1-1: 8.2.2 (c) kan dette tilleggsleddet for bolter utgjøre maksimalt 25% av beregnet «Johansen-del». Dersom uttrekkskapasitet ikke er kjent, skal bidraget til taueffekten settes lik 0. Vi har i

Vedlegg C sett nærmere på taueffekten for dette. Beregningene viser at taueffekten kunne vært vesentlig større dersom forbinderen hadde en skive i henhold til kravene i Eurokode 5. Uten skive vil taueffekten bli beregningsmessig marginal og dermed utelatt i kapasitetsberegningene.

Kant-, ende- og innbyrdes avstand

I vår oppgave ønsker vi å sjekke systemets maksimale kapasitet per lengdeenhet. Dette betyr at vi ønsker å gå ned mot minimum i kant-, ende- og innbyrdes avstand for å få plass til flest mulig forbindere. I et slikt oppsett blir hver forbinder mindre effektiv, men likevel gir dette systemets maksimale kapasitet.

Tabell (8.4) i Eurokode 5: Del 1-1(Standard Norge, 2010) gir utregning av minsteavstander mellom bolter innbyrdes og fra bolter til kant og ende:

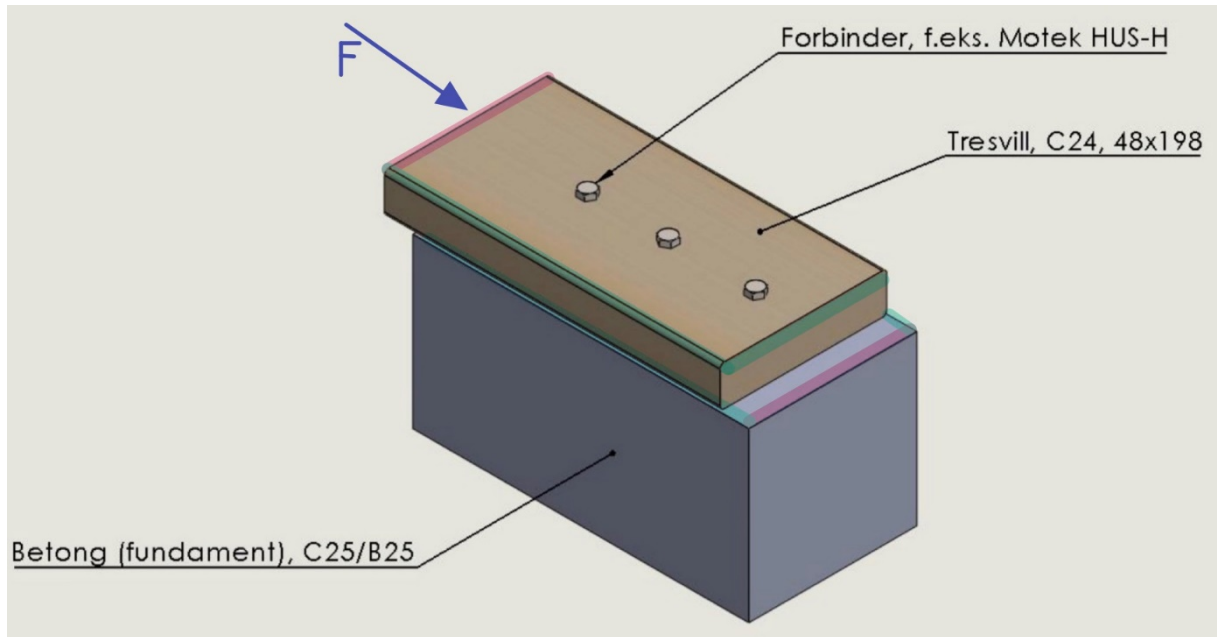
Tabell 8.4 – Minste avstander mellom bolter innbyrdes og fra bolter til kant og ende

Innbyrdes avstand og kant-/endeavstander (se figur 8.7)	Vinkel α	Minste innbyrdes avstand og kant-/endeavstand
a_1 (i fiberretningen)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (vinkelrett på fiberretningen)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (belastet ende)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max [7 d; 80 \text{ mm}]$
$a_{3,c}$ (ubelastet ende)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
$a_{4,t}$ (belastet kant)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max [(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (ubelastet kant)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

Figur 24 Minste avstander, Eurokode 5: Del 1-1: Tabell 8.4, Standard Norge

Forutsetter at vinkel mellom kraftretning og fiberretning, $\alpha=0$.

I figuren under er ubelastede ender og kanter markert med grønt. Belastet ende i tre- og betongkomponent er markert med rødt. Kraftretning er markert med blå pil.



Figur 25 Prinsippskisse belastningsoversikt

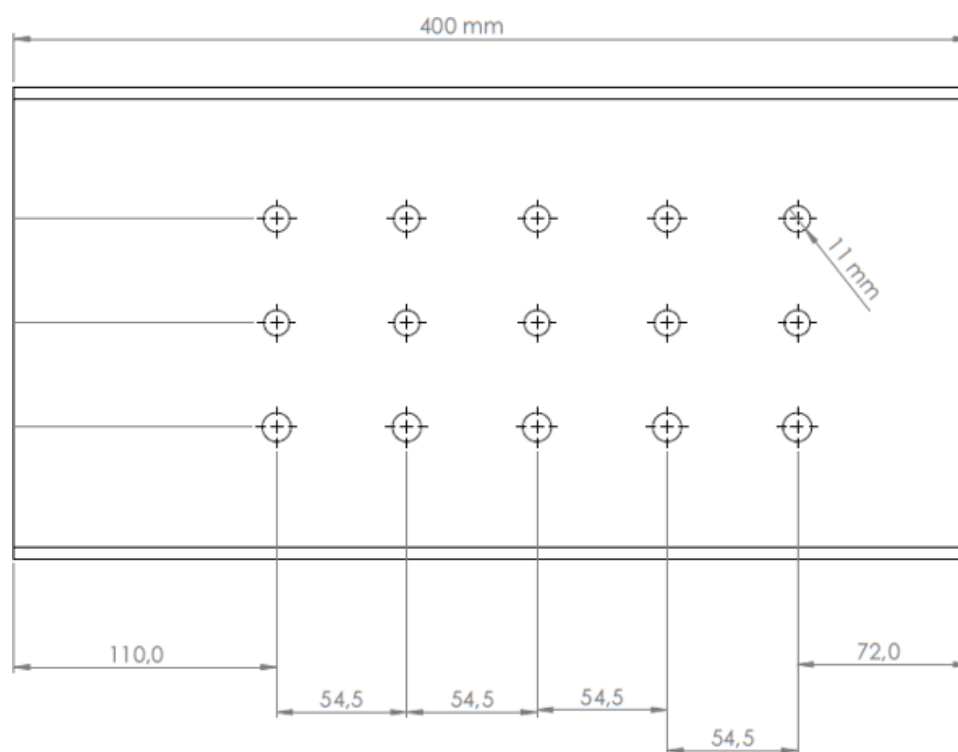
Dette gir følgende avstandsverdier, inkludert minimumsavstand oppgitt for forbinder:

Tabell 9 Ende-, kant- og innbyrdes avstander

Avstand	Verdi
a_1	54,5 mm
a_2	43,6 mm
$a_{3,t}$	76,2 mm
$a_{3,c}$	43,6 mm
$a_{4,t}$	32,7 mm
$a_{4,c}$	32,7 mm
Hilti min	50 mm

Nøyaktige utregninger er vist i Vedlegg A.

I overensstemmelse med minsteavstander får vi derfor følgende testoppsett, avstand a_2 ikke markert, satt til 50 mm:



Figur 26 Opprinnelig boreskjema svill

Vurdering av kapasitet betong-forbinder

Beregningen av systemets kapasitet krever også en egen beregning av kapasiteten mellom betong og forbinder. Det kan oppstå bruddformer i denne delen av systemet som ikke kommer til uttrykk i bruddformene som allerede er beregnet. I følge Byggforskserien 573.144 Ankerfester i betong: figur 33 a-d (SINTEF Byggforsk, 2013), er følgende bruddformer aktuelle for et skjærbelastet anker:

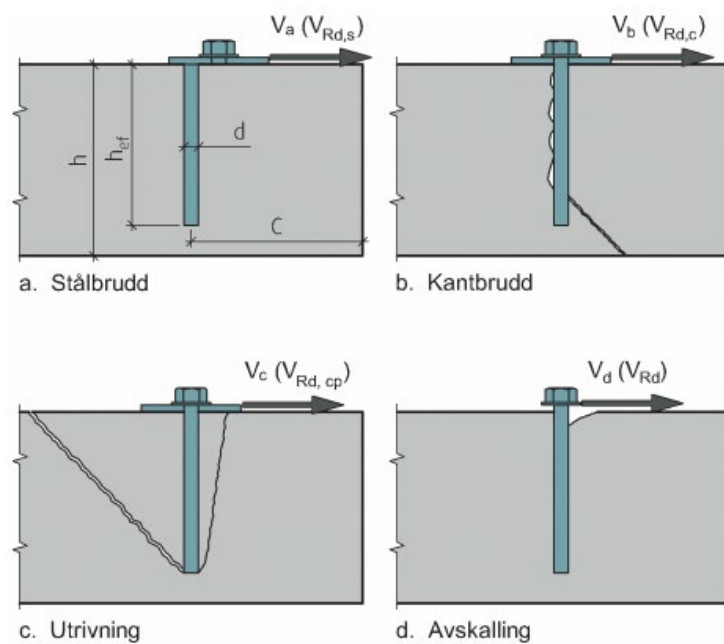


Fig. 33 a-d
 Bruddformer for skjærbelastet anker. Aktuell skjærbelastning ved brudd er bestemt av den minste av V_a , V_b , V_c og V_d .
 Notasjon for tilhørende dimensjonerende kapasitet er satt i parentes.

Figur 27 Bruddformer, 573.144 Ankerfester i betong, Figur 33 a-d, Sintef Byggforsk

- a) Stålbrudd regnes ut fra forbinderens egenskaper. Karakteristisk bruddfasthet og forbinderens spenningsareal er inngangsverdiene. I henhold til Eurokode 3: 1-8 (Standard Norge, 1993) settes $\alpha = 0,6$. Materialkoeffisienten for forbinderen er lik koeffisienten for konstruksjonsvirke, $\gamma_{M2}=1,25$. Derfor blir karakteristisk kapasitet sammenlignbart med tidligere utførte beregninger for tre-tre forbindelser. Produktbladet for forbinder gir $f_u = 805 \text{ N/mm}^2$ og $A_s = 77,0 \text{ mm}^2$. Dette gir den karakteristisk kapasitet:

$$V_{Rk,s} = \alpha * f_u * A_s = \mathbf{37,19 \text{ kN}}$$

- b) Kantbrudd utregnes i henhold til Eurokode 2: Del 4 (Standard Norge, 1995). Dette er en omfattende utregning gitt av følgende formel:

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}^0}{\gamma_c} \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot \psi_{re,v}$$

Fullstendig utregning finnes i Vedlegg B, resultatet av utregningene gir en karakteristisk kapasitet for hver av de tre endeboltene:

$$V_{Rk,c} = 10,35 \text{ kN}$$

- c) Utrivningsbrudd, også kalt pryout-brudd, vil ifølge Betongelementboken 19.4.1.2 (Betongelementforeningen, 2016) kun forekomme når forholdet mellom effektiv forankringslengde og diameter er mindre enn 4,5. I vår prøvning blir dette forholdet:

$$\frac{h_{ef}}{\varnothing} = \frac{47,55 \text{ nm}}{10,89 \text{ mm}} = 4,36$$

Vi må derfor regne denne bruddformen.

For forbindelser uten armering er formel (7.39a) i Eurokode 2 gjeldene (Standard Norge, 1995):

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c}$$

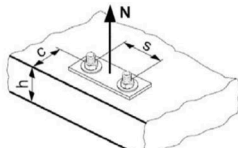
I henhold til European Technical Assessment for Hilti HUS3 (Deutsches Institut für Bautechnik, 2016), har forbinderen en faktor $k_8=2,0$.

$N_{Rd,c}$ finner vi i Teknisk datablad HUS3 (Motek, 2014):

Tension loading

The design tensile resistance is the lower value of

- Steel resistance: $N_{Rd,s}$
- Concrete pull-out resistance: $N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_B$
- Concrete cone resistance: $N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{re,N}$
- Concrete splitting resistance (only non-cracked concrete):
 $N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,sp} \cdot f_{2,sp} \cdot f_{3,sp} \cdot f_{h,sp} \cdot f_{re,N}$

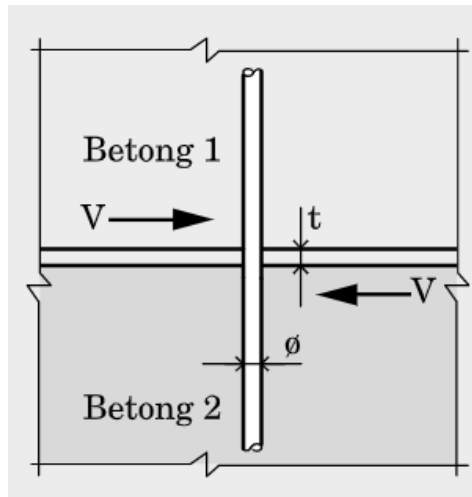


Figur 28 Teknisk datablad HUS3, Motek

Utregnet karakteristisk kapasitet:

$$N_{Rk,c} = k_8 \cdot N_{Rd,c} \cdot \gamma_{M2} = 11,97 \text{ kN}$$

- d) For vårt testoppsett er ikke avskalling av betongen listet som en aktuell bruddform i Eurokode 2(Standard Norge, 1995). Betongelementboken bind B (Betongelementforeningen, 2016) gir likevel en beregningsmetode for et system hvor to komponenter er forbundet uten avstand.



Figur 29 Prinsippskisse avskalling av betong, Betongelementboken, Betongelementforeningen

I vårt tilfelle vil vi få $t=0$. Betongelementboken angir i Bind B: 19.4.2.5: «Mest sannsynlig vil kapasiteten i dette tilfellet [$t=0$] ligge midt mellom anvisning for dybler (punkt 19.4.2) og forankring med stålplater (punkt 19.4.4)» (Betongelementforeningen, 2016)

Dette vil i formelen under gi en α (egen konstant) mellom 0,85 for dybel og 1,8 for stålplate. Betongelementboken angir for dette tilfellet en øvre grense for kapasitet ved $\alpha=1,4$.

$$V_{Rd} \approx \alpha \cdot \phi^2 \times \sqrt{(f_{cd} \cdot f_{yd})}$$

Ved innsetting i formel så får vi følgende karakteristiske kapasiteter basert på valgt α og $\gamma_c=1,5$.

Tabell 10 Kapasitet avskalling

α	V_{Rk}
0,85	18,39 kN
1,4	30,30 kN
1,8	38,96 kN

Dersom vi velger den mest konservative α i likningen ovenfor vil denne bruddformen likevel ikke være begrensende for kapasiteten i forbindelsen.

Revurdering av kant-, ende- og innbyrdes avstand

Med opprinnelig oppsatte avstander vil bruddform d i enkeltsnittet tre-tre forbindelse være den begrensende bruddformen i beregningene. Denne bruddformen er regnet med noe usikkerhet siden vi har en valgt densitet på element 2. Dette påvirker faktoren β som brukes i beregningene for bruddform d. Marginen til betongkantbrudd er liten. Materialfaktoren for betong er $\gamma_c=1,5$ og for konstruksjonsvirke og forbinder $\gamma_{M2}=1,25$, dermed ser vi at verdien for dimensjonerende kapasitet for betongkantbrudd og bruddform d vil ligge veldig tett:

$$F_{v,Rd} = \frac{7,86kN}{1,25} = 6,29kN$$

$$V_{Rd,c} = \frac{10,35kN}{1,5} = 6,9kN$$

Med vertikalt oppsett i testbenken og belastet ende av betongen støttet mot selve testbenken vil vi ikke få betongkantbrudd i vår prøvning. Vi kan likevel ikke se bort i fra dette i forbindelse med prøvningen. Vi ønsker en reliabel prøvning som gir samme resultat ved annet testoppsett. Derfor har vi revurdert antall rader i prøvningen for å dimensjonere oss bort fra muligheten for betongkantbrudd. En prøvning med et horisontalt testoppsett hvor betongens ende ikke er støttet kunne ifølge beregningene fått betongkantbrudd før bruddform d dersom vi gikk videre med forbinderne i tre rader.

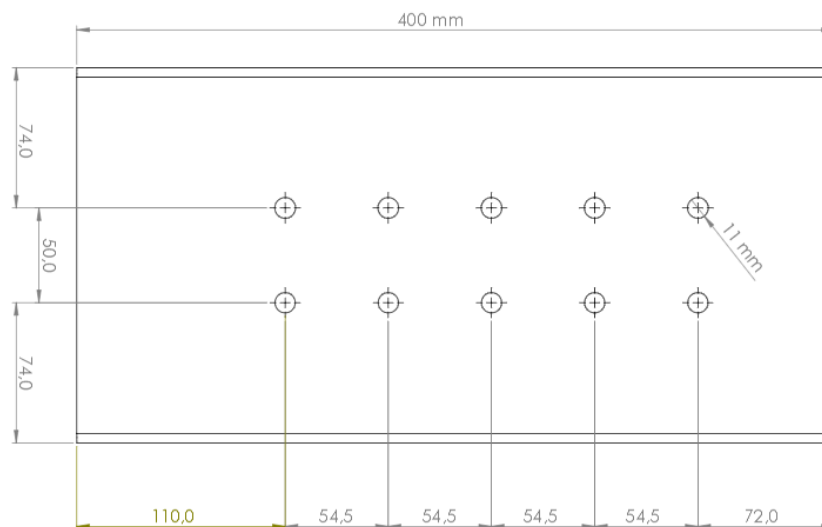
Karakteristisk kapasitet for utrivningsbrudd ligger også tett opp mot kapasitet for bruddform d, men testoppsettet tillater denne bruddformen og den samme vurderingen blir derfor ikke gjeldene for utrivningsbrudd.

Vi valgte derfor å endre på oppsettet fra tre til to rader for å øke kapasiteten mot betongkantbrudd slik at prøvningen skulle bli reliabel uansett testoppsett.

Ved å redusere antall rader til to, øker vi den karakteristiske kapasiteten i de to endeboltene. Fullstendig beregninger i vedlegg B. Ny kapasitet for betongkantbrudd blir dermed:

$$V_{Rk,c} = 16,5 \text{ kN}$$

Innbyrdes avstander er fortsatt minimumsavstander, men kantavstandene blir større som en konsekvens av at vi fjernet en rad. Dette gir følgende oppsett målt på svillen:



Figur 30 Endelig boreskjema svill, Prøveserie B

For testoppsett med to forbindere er formålet å måle maksimal kapasitet per forbinder. For å få to effektive forbindere regner vi med formel (8.34) i Eurokode 5: Del 1-1 (Standard Norge, 2010)

$$n_{\text{ef}} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right.$$

der

- a_1 er avstanden mellom boltene i fiberretningen;
- d er boltediameteren;
- n er antallet bolter i raden.

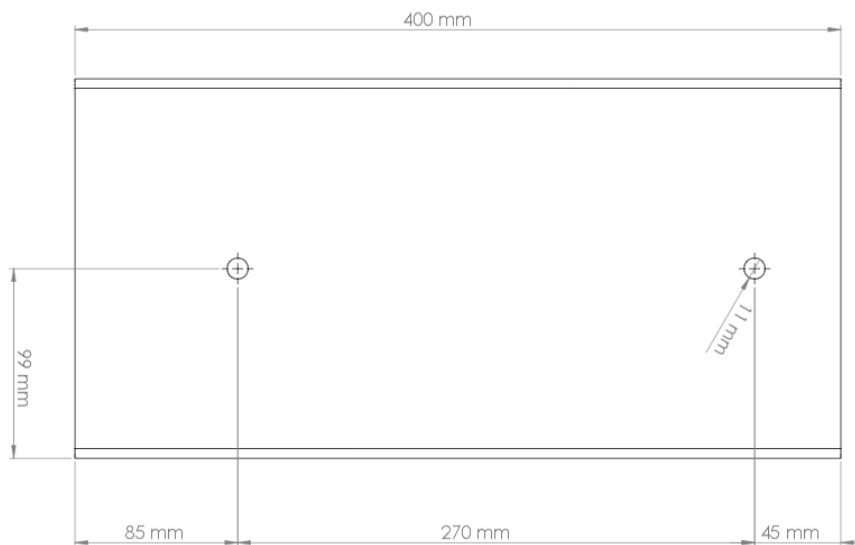
Figur 31 Effektive bolter, Eurokode 5: Del 1-1: Formel 8.34

Minimum a_1 for to effektive forbindere får vi ved å sette følgende:

$$n = n^{0,9} \cdot 4 \sqrt{\frac{a_1}{13d}}$$

Dette gir to effektive forbindere dersom $a_1 > 186,8$ mm.

Oppsett målt på svill for 2-forbinder prøvning:



Figur 32 Endelig boreskjema svill, Prøveserie A

Effektive forbindere

For beregning av antall effektive forbindere i hver rad, brukes igjen formel (8.34) i Eurokode 5: Del 1-1 (Standard Norge, 2010):

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right.$$

der

a_1 er avstanden mellom boltene i fiberretningen;

d er boltediameteren;

n er antallet bolter i raden.

Figur 33 Effektive bolter, Eurokode 5: Del 1-1: Formel 8.34

I vårt testoppsett får vi følgende verdier i formelen:

Tabell 11 Parametere effektive bolter

Parameter	Verdi
a_1	54,5 mm
d	10,89 mm
n	5
Rader	2

Dette gir følgende resultat:

$$2 * n_{ef} = 2 * 3,35 = 6,70 \text{ [effektive forbindere]}$$

Total beregnet kapasitet

Total beregnet karakteristisk kapasitet ved denne beregningsmetoden:

Tabell 12 Total beregnet kapasitet prøveserie A og B

Antall forbindere	Utregning	Total kapasitet
2 – Forsøksserie A	$2 * 7\,862,43 \text{ N}$	15 724,86 N
10 – Forsøksserie B	$6,70 * 7\,862,43 \text{ N}$	52 678,81 N

5.3.4.3 Forsøk

De detaljerte og fullstendige testresultatene er rapportert i eget vedlegg, Vedlegg H.

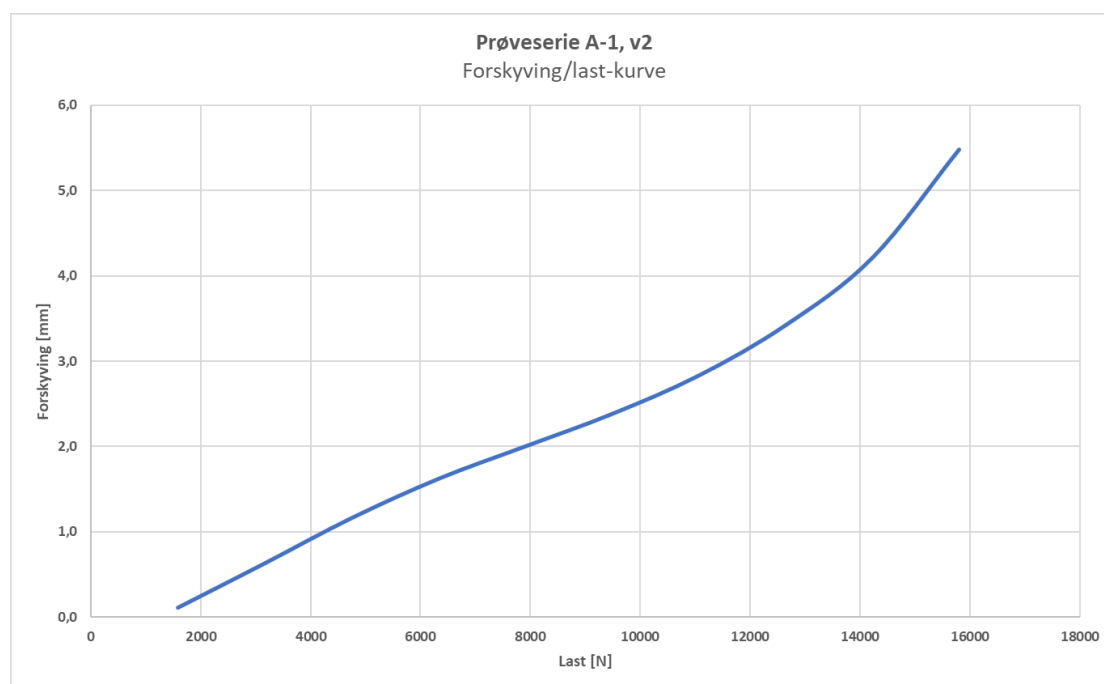
Testingen av de 2 prøveseriene som ble gjennomført ved bygglabben ved NTNU Gjøvik 04.05.2021 skjedde i henhold til egen prøveprosedyre, se vedlegg E.

Det er verdt å merke seg at serie A fikk svikt i datalagringen slik at dette forsøket er repetert senere, men under litt avvikende forhold. Det ble testet 3 prøvestykker i stedet for 6 som opprinnelig. Samtidig var ikke tresvillene aklimatisert slik at trefuktigheten var høyere. Denne serien er kalt serie A_v2.

Resultatene for de 2 prøveseriene er som følger:

Tabell 13 Prøveresultat serie A_v2

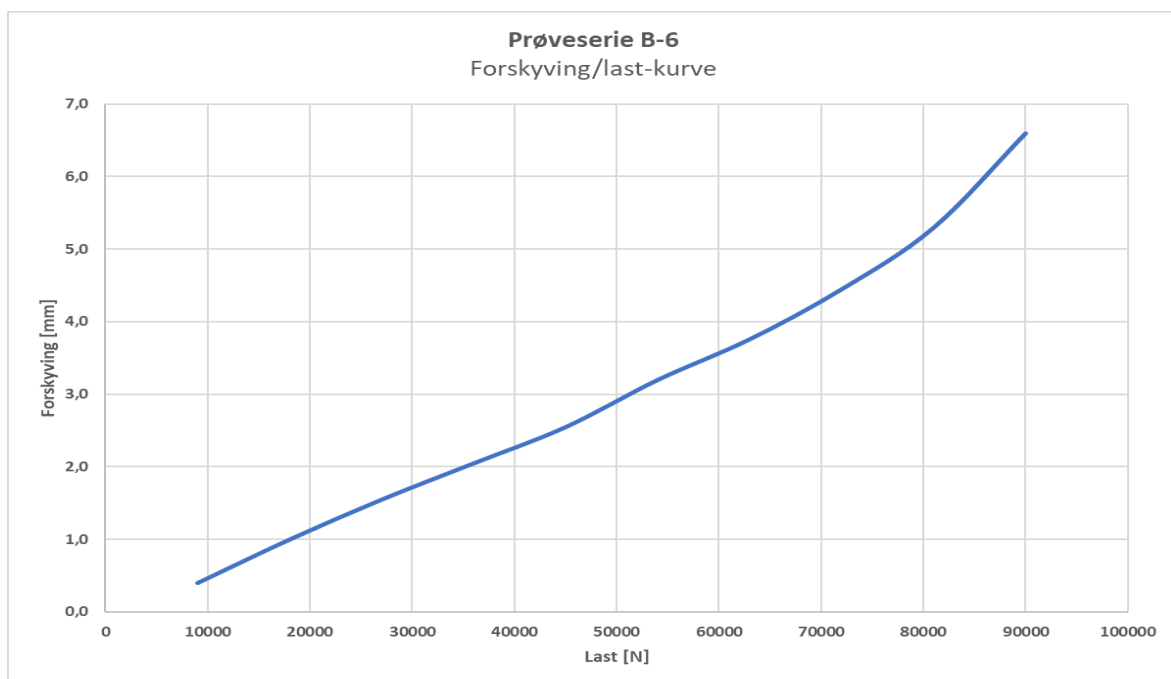
Prøveserie A_v2	
Parameter	Verdi
Antall bolter	2 stk.
Pålastningshastighet	52,7 N/s
Karakteristisk verdi	14730 N
Middel trefuktighet	16,4 %



Figur 34 Forskyving/last-plot serie A_v2

Tabell 14 Prøveresultat serie B

Prøveserie B	
Parameter	Verdi
Antall bolter	10 stk.
Pålastningshastighet	300 N/s
Karakteristisk verdi	81526 N
Middel trefuktighet	20,4 %



Figur 35 Forskyving/last-plot serie B

5.3.5 Diskusjon / konklusjon (forsøk)

Prøvningen er gjennomført på en måte som gir reliabilitet. Gjennomføringen er i henhold til de relevante prøvestandardene i Standardverket. Ved å justere oppsettet med god beregningsmessig margin i forhold til betongkantbrudd, en bruddform som testen ikke kan bekrefte, har vi gjort testen repeterbar for andre forsøk i en annen testbenk hvor denne bruddformen kan oppstå. Det er forventet at dimensjoneringen vil gi samme resultat uavhengig av fasiliteter ved annen teststasjon.

Ut fra observerte bruddformer mener vi prøvningen er valid. Bruddform d, svikt i element 1, tresvill, og forbinder er forventet i forhold til oppsettet. Dette gir oss også anledning til å vurdere forbindelsens totalkapasitet samt å gjøre en vurdering av gjeldene praksis for å dimensjonere slike forbindelser.

Når det gjelder resultatene av prøvningen avviker de fra forventede resultater. De avviker også fra gjeldende teori om antall effektive forbidere i en rad. Ikke i noen konfigurasjon er det rom i beregninger for at en rekke forbidere skal ha flere effektive forbidere enn antallet forbidere den faktisk består av. Dette er illustrert i følgende figur fra Eurokode 5 (Standard Norge, 2010):

$$n_{\text{ef}} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right.$$

der

a_1 er avstanden mellom boltene i fiberretningen;

d er boltediameteren;

n er antallet bolter i raden.

Figur 36 Effektive bolter, Eurokode 5: Del 1-1: Formel 8.34

Prøveserie A er designet for å gi 2 effektive bolter, og dermed gi en grunnlinje for å vurdere resultatene i Prøveserie B. Prøveserie B vil i teorien derfor ha en absolutt høyeste kapasitet som er 5 ganger så stor. Resultatene for Prøveserie B er mer enn 5 ganger kapasiteten til Prøveserie A. Det er derfor grunn til å se nærmere på testresultatene og testoppsettet for å finne ut om det er noen svakheter som kan forklare avviket.

Prøveserie A gir en karakteristisk kapasitet, 5-persentil log-Normalfordelt:

$$F_{v,Rk} = 14\,730\text{ N}$$

Tilsvarende resultat Prøveserie B:

$$F_{v,Rk} = 81\,526\text{ N}$$

Det er ingenting i oppsett og forberedelser for Prøveserie B som skulle tilsi at prøvningen skulle gi høyere enn reell kapasitet. Det er antatt at Prøveserie B vil få en større virkning av friksjon enn Prøveserie A. Akklimatisering og registrering av prøvestykker ble også gjennomført i henhold til planlagt prøveplan. Vi har ikke funnet faktorer som sår tvil om resultatet av Prøveserie B.

Prøveserie A ble gjennomført etter samme prøveplan og på samme dag som Prøveserie B. Dessverre ble ikke testresultatene fra Prøveserie A lagret i programvaren som var tilknyttet testbenken. Prøveserie A måtte derfor repeteres ved en senere anledning. Tidspres og materialtilgjengelighet førte til at denne testen ikke ble gjennomført med akklimatisering av materialene i henhold til opprinnelig prøveplan. Denne prøveserien ble også gjennomført med bare tre forsøk. Prøvestykkenes målte fuktighet er høyere enn anbefalt og trykkfastheten påvirkes av dette. I følge Treteknisk Handbok (Norsk Treteknisk Institutt, 2009) antas det en lineær sammenheng mellom trevirkets fuktighet og styrkeegenskaper. Håndboken angir en økning i trykkfastheten på 6% for hver prosent reduksjon i fuktighet under fibermetningspunktet. Dette gjelder for feilfrie prøver av gran. Det er ikke anledning til å kompensere for dette i oppnådd testresultat, men det kan være med å forklare avviket som denne andre prøveserien ser ut til å ha. Disse faktorene gir grunnlag for noe usikkerhet i forhold til resultatene av Prøveserie A.

Hvis vi derfor tar utgangspunkt i Prøveserie B så angir den i beregningene kapasiteten til 6,7 effektive forbindere, dersom Eurokode 5: 1-1: Formel 8.34 legges til grunn. Utrekning av effektive forbindere kunne blitt validert dersom Forsøksserie A ikke var heftet med usikkerhet. Hvis vi ser bort fra forsøksserie A og regner alle forbindere som effektive får vi en karakteristisk kapasitet ($F_{v,Rk10}$) som likevel ligger over den beregnede kapasitet per forbinder ($F_{v,Rk}$):

$$F_{v,Rk10} = 8,15 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk} = 7,86 \text{ kN}$$

Vi har ikke gjennom prøveseriene kunnet verifisere om utregningen av effektive forbindere i forbindergruppen gir korrekt resultat i dette systemet. Det er derimot grunn til å anta at forbinderenes effektivitet blir redusert i en slik gruppe som har minste tillate avstand mellom radene, begrenset av krav til forbinder, og minste avstand mellom forbinderene i radene,

begrenset av krav i Eurokode 5. Siden Prøveserie B uten reduksjon for effektive forbindere likevel er noe høyere enn beregnet kapasitet per forbinder kan vi konkludere med at beregningsmetoden som er brukt gir et resultat som er på konservativ side. Ettersom det er usikkerheter med resultatene fra Prøveserie A kan vi derimot ikke si noe om hvor konservativ beregningsmetoden er. Det er av samme grunn heller ikke mulig å vurdere treffsikkerheten i valgt metode for utregning av effektive forbindere i dette systemet.

Prøvningen viser at valgt metode for utregning av kapasitet i tre-betong systemet gir et resultat som er på konservativ side. Metoden ansees som betinget adekvat. Prøvningen kan ikke slå fast hvor konservativ beregningen er og heller ikke hvordan effektiviteten av forbindere i en gruppe bør beregnes. I tillegg bør også bruddformer mellom forbinder og betong beregnes. Spesielt betongkantbrudd kan være dimensjonerende ved festing av bunnsviller med kort avstand til belastet betongkant. Kapasiteten i forhold til betongkantbrudd økes ved økende avstand til belastet kant i betongen og kantarmering. I henhold til Betongelementboken: 19.4.3.2 (Betongelementforeningen, 2016) kan en under følgende betingelser se bort fra betongkantbrudd med referanse til kantavstand, a_1 :

$$a_1 > 10h_{ef}$$

$$a_1 > 60\emptyset$$

Denne praktiske prøvningen har ført til utfordringer både når det gjelder å komme frem til preaksepterte løsninger, beregnede løsninger og plan for gjennomføring av prøvning. At det er lite tilgjengelig dokumentasjon indikerer at forsøket er innovativt. Siden bransjen etterspør mer informasjon om akkurat dette systemet med bakgrunn i nye utfordringer i forhold til vertikal avstivning av småhus er den også fremtidsrettet.

Videre forskning på dette systemet vil kreve en verifisering av kapasiteten til en enkelt forbinder. Enten som skissert i prøveplanen vår for Prøveserie A, eller et annet tilsvarende opplegg. Dette vil gi mulighet til å vurdere antall effektive bolter i en gruppe, sammenstilt med vår Prøveserie B, og i tillegg angi treffsikkerheten til beregningsmetoden i denne oppgaven. Det anbefales også at fremtidige prøver sørger for at friksjonseffekten blir redusert gjennom et tynt lag med lav friksjon mellom tresvill og betong. Dette vil gjøre sammenligning mellom forskjellige forbinderoppsett mer nøyaktig.

Det vi har sett på i denne prøvningen er kun skjærkapasiteten. Enhver sammenføyning må dimensjoneres for alle mulige lastsituasjoner. I dette tilfellet med bunnsvillen vil blant annet oppløft være aktuelt. I tillegg må selve veggen være dokumentert sterk nok til å ta opp kreftene fra vindlasten.

Tabell 15 Sammenstilling av kapasitet basert på preaksepterte løsninger, bergning og prøving

Parameter		Serie A_v2	Serie B
Antall bolter		2 stk.	10 stk.
Antall effektive bolter		2 stk.	6,70 stk.
Kapasitet basert på Sintef	Pr. bolt	3 000 N	3 000 N
Byggforsk	Totalt	6 000 N	20 100 N
Kapasitet basert på	Pr. bolt	7 297 N	7 297 N
Mekaniske Treforbindelser	Totalt	14 594 N	48 890 N
Kapasitet basert på	Pr. bolt	7 862 N	7 862 N
beregning	Totalt	15 724 N	52 678 N
Kapasitet basert på prøving		14 730 N	81 526 N

6 Diskusjon og analyse

Gjennom vårt arbeid med denne oppgaven har vi sett at det finnes lite opplæringslitteratur innenfor temaet dimensjonering ved hjelp av prøvning. Det å dimensjonere ved å velge preaksepterte ytelser eller gjennom beregninger er nøye beskrevet og det blir forelest på flere nivåer, også spesifikt for de ulike byggematerialene. Når det derimot oppstår situasjoner hvor preaksepterte løsninger ikke finnes og beregninger er utilstrekkelige så blir man nødt til å finne løsninger selv. Standardene beskriver selve gjennomføringen av prøvningen og behandling av resultatene godt, men de innledende vurderingene får lite oppmerksomhet i litteraturen.

Vi har her sett på flere ulike eksempler på prosjekt der prøvning har vært brukt i dimensjoneringen, og det kan være ulike grunner til at dette valget blir gjort. Vi har også sett at det kan være ulike aktører som setter i gang prøvningene.

Videre viser vi et konkret eksempel på et prosjekt der det blir brukt prøvning for å vise gangen i prosessen.

Alt dette håper vi vil gi leserne en bedre forståelse for hvordan man kan gå frem i dimensjoneringen når preaksepterte løsninger og beregninger ikke strekker til.

Preaksepterte løsninger er et veldig godt verktøy for å spare tid og lønnskostnader for prosjekterende. For prosjekter i Norge, hvor lønnskostnader er en stor del av prosjektøkonomien, vil en analyse sjelden lønne seg da materialkostnadene er relativt små. Som vi har avdekket i rapporten kan dette komme til å endre seg. For eksempel vil større utfordringer ved avstivning av småhus basert på endrede ønsker fra kundene bety at det ikke alltid finnes preaksepterte løsninger tilgjengelig. I tillegg er det naturlig å tro at samfunnets økende fokus på bærekraft og miljø vil føre til belønningsordninger for de som er i stand til å redusere materialforbruket i et prosjekt, eventuelt straffe de som ikke kan dokumentere en innsats med tanke på bærekraft. Analyser kan derfor bli mer aktuelt i tiden fremover.

Avvik fra preaksepterte løsninger stiller strenge krav til dokumentasjon. Konsekvensene av manglende dokumentasjon kan bli omfattende. Ikke bare økonomiske, men også mer alvorlige hendelser med risiko for skade på bygninger og brukere. Det stilles derfor store krav

til de som sitter med ansvaret for dette i prosjektene. Det stilles krav til inngående kjennskap til gjeldene krav og regler. Analysen og den påfølgende dokumentasjonen kan være omfattende. Ansvaret blir spesielt stort når komplekse analyser må gjennomføres uten en beskrevet og anerkjent fremgangsmåte. I denne situasjonen kan det bli nødvendig å basere en analyse på en fagkyndig vurdering.

Vi gjør oppmerksom på at verdiene vi har presentert for preaksepterte løsninger, beregninger og prøveresultat er de karakteristiske kapasitetene til systemet. For å dimensjonere et bygg må man også legge inn sikkerhetsfaktorer for blant annet klima, lastvarighet og materialfaktorer for å finne de dimensjonerende verdiene.

7 Konklusjon

Vi hadde en formening da vi startet dette prosjektet at dimensjonering med de ulike metodene ville gi mest konservativt resultat ved valg av preaksepterte løsninger og at kapasiteter ville være mest utnyttet ved prøvning.

Dette stemmer ikke i alle tilfeller. I vårt eget forsøk ble det registrert lavere karakteristisk kapasitet i forsøket enn den beregnede kapasiteten for 2 bolter. Vi ser også i noen av de andre eksemplene vi har gjennomgått at det finnes situasjoner der testresultatene gir lavere kapasitet enn beregninger. Selv om det i rapportene blir pekt på noen usikre moment i gjennomføringen av testene så er det altså grunn til å være forsiktig med å anta at man har stor margin i forhold til virkelig kapasitet ved å legge beregning til grunn. Det er nok også bakgrunnen for at det i slike situasjoner blir brukt prøvning for å verifisere resultatene av beregningene.

Vi har funnet lite litteratur som omhandler fremgangsmåte når det gjelder analyser ved prøvning. Og svært lite litteratur er tilgjengelig dersom systemet som skal analyseres faller utenfor det som er beskrevet i Eurokodene. Vi mener derfor at vår rapport er innovativ og kan fungere som en rettleiding for de som skal gjennom en lignende prosess. En fullstendig analyse med beregninger og prøvning vil i et slikt tilfelle kreve mye jobb og en fagkyndig vurdering.

Denne rettleidingen er utfyllende forklart i kapittel 5.2, en forkortet versjon presenteres her:

Rettledning ved analyse:

1. Beskrive utfordringen

- Beskrive situasjonen man skal dimensjonere eller dokumentere
- Det kan være en hel bygningsdel, en sammenføyning eller en enkeltkomponent.
- Beskrivelsen må inneholde alle parameterne som trenger dokumentasjon.

2. Søk relevante metoder (i den hensikt å gjøre prosjekteringen enklest mulig)

- Søke etter relevante preaksepterte løsninger eller beregningsmetoder
- Som vi tidligere har vist vil det være mye enklere å benytte preaksepterte løsninger eller beregninger enn det er å gjennomføre prøving.
- Som nevnt tidligere i kapittelet kan det også være andre grunner til at prøving blir valgt. Her kommer nyutvikling, nye materialer og økonomi inn i bildet.

3. Søk prøvestandard

Mange produkttyper har egne produktstandarder med tilhørende prøvemethode. Her er det naturlig å benytte disse da metodene her er resultat av grundig forarbeid av de med erfaring innen den aktuelle bransjen. Å benytte andre metoder vil være krevende fordi man alltid vil bli målt oppimot disse allerede anerkjente produktstandardene og man må dermed uansett dokumentere kapasiteter oppimot disse. Disse prøvemethodene vil være spesifikke for hvert enkelt tilfelle og i de eksemplene det er relevant vil vi gi en innføring i aktuelle metode.

For noen produkter eller sammenstillinger vil det likevel ikke finnes relevante produktstandarder. For disse finner vi føringer for fremgangsmåte i Eurokode 0. Man kan med fordel samtidig se til en nærliggende prøvestandard for at prøvingen skal bli reliabel og repeterbar. Det kan for eksempel være en prøvestandard for produkter av samme material eller til samme formål.

8. Planlegg prøvingen*

9. Gjennomfør prøvingen*

10. Evaluer resultatene*

11. Presenter dokumentasjonen

- Avhengig av formålet med testingen så kan presentasjonen anta ulike former. For videre bruk i prosjekteringsarbeid vil tabeller med karakteristiske verdier være best egnet. Er hensikten å markedsføre nye eller forbedrede produkter kan formen være mer i retning av en katalog eller presentasjon på nettside.

*)Punkt 4 til 6 i oversikten ovenfor inngår vedlegg D i EK 0 og vil også stor grad inngå i de aktuelle prøvestandardene. Derfor trenger ikke disse punktene nærmere beskrivelse her.

Litteraturliste

Advokatkontoret Tryti (2020) *Dømt til å betale kr. 9 mill. ved ikke å ha benyttet preaksepterte løsninger*. Tilgjengelig fra: <https://tryti.no/2020/08/04/domt-til-a-betale-kr-9-mill-ved-ikke-a-ha-benyttet-preaksepterte-loninger/>.

Betongelementforeningen (2016) *Betongelementboken*. Tilgjengelig fra: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html> (Hentet 01.03.2021).

Byggesaksforskriften (SAK10) (2011) *Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning*. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/sak/> (Hentet 21.03.2021).

Byggteknisk forskrift (TEK17) (2017) *Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift)*. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/> (Hentet 01.02.2021).

Deutsches Institut für Bautechnik (2016) *ETA-13/1038 - Hilti screw anchor HUS3*.

Tilgjengelig fra:

<https://www.motek.no/medias/?context=bWFzdGVyfGZpbGVzfDQ0MzAzNzJ8YXBwbGljYXRpb24vcGRmfGZpbGVzL2g5MCM9oODMvODgwMTM0ODY0ODk5MCM5wZGZ8YjE2NTEwYzC0NzMWZTg5OWRINDgyM2I4MjU0MDYyMTk1YmY4ZWExMmZkYTQwZWQ2MzlhYTZhZDY3ZjI5MjBiZA> (Hentet 15.04.2021).

Ellingsen, T. H. (2014) *Undersøkelse av bruddutvikling hos spikerplateforbindelser i takstol av trebaserte I-bjelker.*, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet. Tilgjengelig fra: <https://core.ac.uk/download/pdf/30890092.pdf>.

Fjellstad, B. *et al.* (2019) *Sammensatte bjelker av gran og bøkefinér*: NTNU.

Invisible Connections (2021) *Memo 55 TSS Og RVK ENHETER FORANKRINGSARMERING*. Tilgjengelig fra:

<https://www.invisibleconnections.no/category/designverktoy/#trapp-teknisk-info> (Hentet: 10.02.2021).

Kommunal- og moderniseringsdepartementet (2013) *Forskrift om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk*. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/dok/>.

Motek (2014) *Teknisk datablad HUS3*. Tilgjengelig fra:

<https://www.motek.no/medias/?context=bWFzdGVyfGZpbGVzfDE3NjA3MzZ8YXBwbGljYXRpb24vcGRmfGZpbGVzL2hlZC9oMGEvODgwMTM0ODcxNDUyNi5wZGZ8MmU2M>

[zY5NWUwNDUzZDIhMThhYmFhYjBkNWVjMDk0N2FhMmI2ZDEyMzI3MjBjNzA1OGQ5NzVhNjRiMzNkOTVvZA](https://www.arkitektur.no/nye-losninger-som-ikke-er-preakseptert?iid=399541&pid=NAL-Article-Files.Native-InnerFile-File&attach=1) (Hentet 01.03.2021).

Norconsult (2013) *Krav til dokumentasjon ved prosjektering av "ikke preaksepterte" løsninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.arkitektur.no/nye-losninger-som-ikke-er-preakseptert?iid=399541&pid=NAL-Article-Files.Native-InnerFile-File&attach=1> (Hentet 20.03.2021).

Nordtest (2004) NT BUILD 508: Nordtest. Tilgjengelig fra: <http://www.nordtest.info/wp/2004/11/21/test-method-load-bearing-mechanical-fasteners-for-timber-frame-sheeting-nt-build-508/> (Hentet: 14.04.2021).

Norsk Treteknisk Institutt (2007) *Mekaniske Treforbindelser - dimensjonering*. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt.

Norsk Treteknisk Institutt (2009) *Treteknisk Håndbok*. Oslo: Norsk Treteknisk Institutt.

Paulsrud, A. K. (2018) *Friksjon mellom trelameller i spenningslaminerte tredekker*. Tilgjengelig fra: Konfidensiell.

Sintef (2011) 520.241 Vindforankring og vindavstivning av småhus av tre. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/310/vindforankring_og_vindavstivning_av_smaahus_av_tre (Hentet: 22.03.2021).

Sintef (2021) *Hva er Byggforskserien*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/side/198/hva_er_byggforskserien (Hentet: 09.05. 2021).

SINTEF Byggforsk (2013) 573.144 *Ankerfester i betong*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/600/ankerfester_i_betong (Hentet 20.04.2021).

Standard Norge (1991) NS-ISO 6891:1983 *Trekonstruksjoner - Mekaniske forbindelsesmidler - Generelle prinsipper for bestemmelse av styrke og deformasjonsegenskaper (= EN 26891:1991) (ISO 6891:1983)*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=146632> (Hentet: 11.04.2021).

Standard Norge (1993) *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner: Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=396860> (Hentet 01.04.2021).

Standard Norge (1995) *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 4: Prosjektering av forankringer i betong*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1021801> (Hentet 20.04.2021).

Standard Norge (1997) ISO 12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials and components. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=114792> (Hentet: 08.04.2021).

Standard Norge (2002) NS-EN 13183-2:2002 Fuktinnhold i et virkestykke av skurlast - Del 2: Bestemmelse ved elektrisk motstandsmåling. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=137900> (Hentet: 11.04.2021).

Standard Norge (2009) *NS-EN 1380:2009 Konstruksjonsvirke - Prøvingsmetoder - Lastbærende spiker, skruer, dybeler og bolter*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=ns+en+1380>.

Standard Norge (2010) *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner: Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137> (Hentet 01.04.2021).

Standard Norge (2012) *NS-EN 14592:2008+A1:2012 Trekonstruksjoner - Festemidler av dybeltype - Krav*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=14592> (Hentet: 04.04. 2021).

Standard Norge (2014) ISO 13061-2 Physical and mechanical properties of wood — Test methods for small clearwood specimens — Part 2: Determination of density for physical and mechanical tests. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=926500> (Hentet: 11.04.2021).

Standard Norge (2015) NS 3510 Sikkerhetsruter i byggverk Krav til prosjektering og klasser for ulike bruksområder (b. NS 3510:2015). Lysaker: Standard Norge. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=3510> (Hentet: 31.03.2021).

Standard Norge (2016a) Eurokode 0 : Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner *Eurocode basis of structural design* (b. NS-EN 1990:2002+NA:2008). Lysaker: Standard Norge. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847> (Hentet: 10.01.2021).

Standard Norge (2016b) NS-EN 14358:2016 Trekonstruksjoner - Beregning og verifisering av karakteristiske verdier. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=832910> (Hentet: 18.03.2021).

Standard Norge (2019a) ISO 3129:2019 Wood — Sampling methods and general requirements for physical and mechanical testing of small clear wood specimens. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1107616> (Hentet: 18.04.2021).

Standard Norge (2019b) NS 3420-1:2019 Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner - Del 1: Fellesbestemmelser. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1104955> (Hentet: 28.03.2021).

Standard Norge (2019c) NS-EN 14081-1:2016+A1:2019 Trekonstruksjoner - Styrkesortert konstruksjonstrevirke med rektangulært tverrsnitt - Del 1: Generelle krav. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN+14081> (Hentet: 14.04.2021).

Standard Norge (2020) NS-EN ISO 8970:2020 Trekonstruksjoner — Prøving av mekaniske forbindelsesmidler — Krav til trevirkets densitet (ISO 8970:2020). Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1131170> (Hentet: 31.03.2021).

Vedlegg

- [A] Beregning av kant-, ende- og innbyrdes avstander
- [B] Beregning av kapasitet mot betongkantbrudd
- [C] Vurdering av taueffekt for Hilti HUS3
- [D] Utdrag av korrespondanse med Sweco, Klætte
- [E] Prøveprosedyre
- [F] Kontakt med Svein Berg, Invisible Connections
- [G] Oppsummering av dybdeintervju, praksis i bransjen
- [H] Testrapport
- [I] Litteratursøk (prøvestandard + prøvem metode generelt)

Vedlegg A

Beregning av kant-, ende- og innbyrdes avstander.

Tabell 8.4 fra Eurokode 5: Del 1-1:

Tabell 8.4 – Minste avstander mellom bolter innbyrdes og fra bolter til kant og ende

Innbyrdes avstand og kant-/endeavstander (se figur 8.7)	Vinkel α	Minste innbyrdes avstand og kant-/endeavstand
a_1 (i fiberretningen)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (vinkelrett på fiberretningen)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 d$
$a_{3,t}$ (belastet ende)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max [7 d; 80 \text{ mm}]$
$a_{3,c}$ (ubelastet ende)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4 d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$
$a_{4,t}$ (belastet kant)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max [(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (ubelastet kant)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

Utklipp fra «Teknisk datablad HUS3»

Anchor size		8			10			14		
Type	HUS3	H, C			H, C, HF			H, HF		H
Nominal anchorage depth	h_{nom} [mm]	50	60	70	55	75	85	65	85	115
Effective anchorage depth	h_{ef} [mm]	40	46,4	54,9	41,6	58,6	67,1	49,3	66,3	91,8
Minimum base material thickness	h_{min} [mm]	100	100	120	100	130	140	120	160	200
Minimum spacing	s_{min} [mm]	40	50	50	50	50	60	60	75	75
Minimum edge distance	c_{min} [mm]	50	50	50	50	50	60	60	75	75
Critical spacing for splitting failure	$s_{cr,sp}$ [mm]	120	140	170	130	180	220	170	200	280
Critical edge distance for splitting failure	$c_{cr,sp}$ [mm]	60	70	85	65	90	110	85	100	140
Critical spacing for concrete cone failure	$s_{cr,N}$ [mm]	120	140	170	130	180	202	150	200	280
Critical edge distance for concrete cone failure	$c_{cr,N}$ [mm]	60	70	85	65	90	101	75	100	140

Utregninger:

$$a_1 = 5d = 5 \cdot 10,89 \text{ mm} = 54,5 \text{ mm}$$

$$a_2 = 4d = 4 \cdot 10,89 \text{ mm} = 43,6 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 7d = 7 \cdot 10,89\text{mm} = 76,2\text{mm} \\ 80\text{mm} \end{cases}$$

$$a_{3,c} = 4d = 4 \cdot 10,89\text{mm} = 43,6\text{mm}$$

$$a_{4,t} = \max \begin{cases} (2 + 2 \sin \alpha) d = 2d = 2 \cdot 10,89\text{mm} = 21,8\text{mm} \\ 3d = 3 \cdot 10,89\text{mm} = 32,7\text{mm} \end{cases}$$

$$a_{4,c} = 3d = 3 \cdot 10,89\text{mm} = 32,7\text{mm}$$

$$\text{Hilti} = 50\text{mm}$$

Dette gir følgende samlede resultat:

Avstand	Verdi
a ₁	54,5 mm
a ₂	43,6 mm
a _{3,t}	76,2 mm
a _{3,c}	43,6 mm
a _{4,t}	32,7 mm
a _{4,c}	32,7 mm
Hilti min	50 mm

Beregning av antall forbindere:

Tilgjengelig svill: 198 mm x 365 mm (35 mm overlapp i testoppsett)

Tilgjengelig betong: 200 mm x 365 mm

Rader Svill:

$$198 - 2 \cdot a_{4,c} = 198 - 2 \cdot 32,7 = 132,6$$

$$\frac{132,6}{a_2} = \frac{132,6}{43,6} = 3,04 \rightarrow 4$$

Rader Betong:

$$200 - 2 \cdot c_{\min} = 100$$
$$\frac{100}{c_{\min}} = \frac{100}{50} = 2 \rightarrow 3$$

Betong styrende, **3 rader tilgjengelig.**

Forbindere per rad:

Tilgjengelig: 365 mm

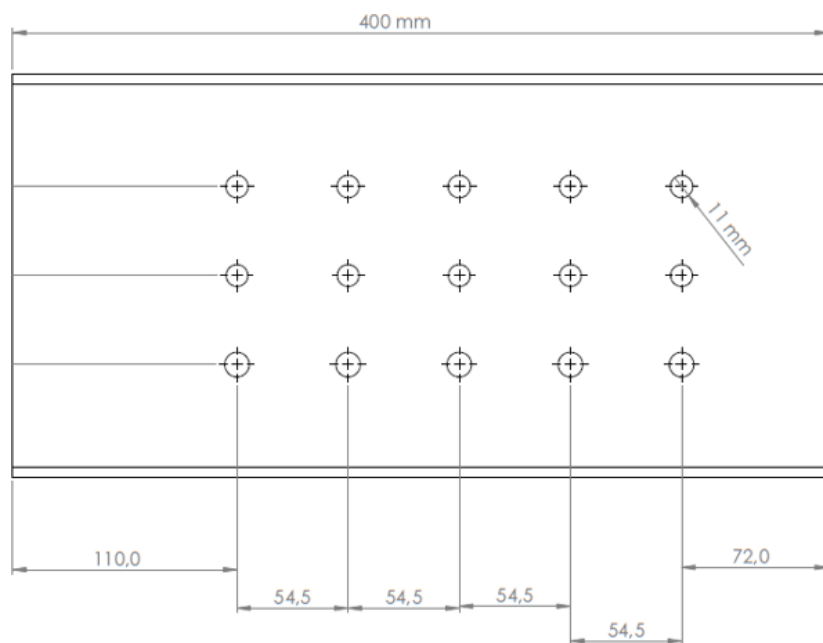
a_{3c} er begrensende mot belastet kant betong, siden 43,6 mm inn på tresvillen tilsvarer 78,6 mm kantavstand fra betongkant på grunn av forskyvning av svill med 35 mm i testoppsett.

$$365 - a_{3c} - \max \begin{cases} a_{3,t} - 35 = 41,2mm \\ c_{\min} = 50mm \rightarrow 365 - 43,4 - 50 = 271,4mm \end{cases}$$

$$\frac{271,4}{a_1} = \frac{271,4}{54,5} = 4,98 \rightarrow 5$$

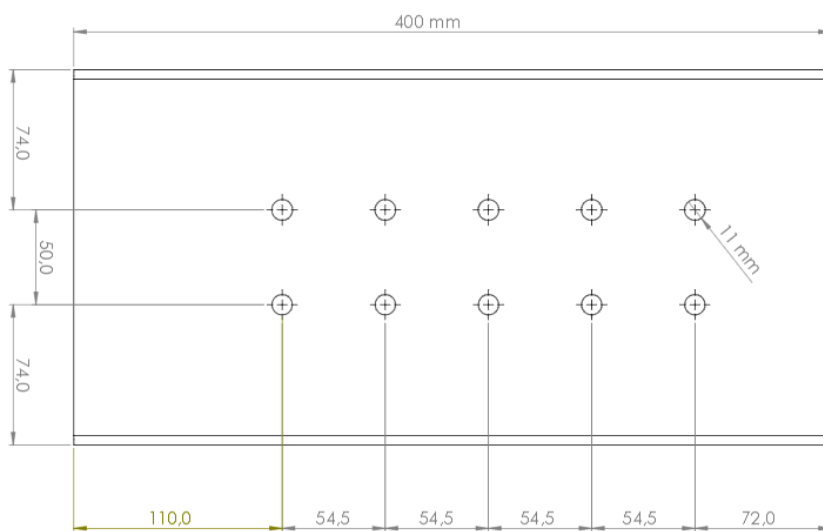
Opprinnelig oppsett:

Basert på minimum innbyrdes avstander.



Oppsett korrigert for Betongkantbrudd, 2 rader:

Basert på minimum innbyrdes avstander.



Vedlegg B

Beregning av kapasitet mot betongkantbrudd.

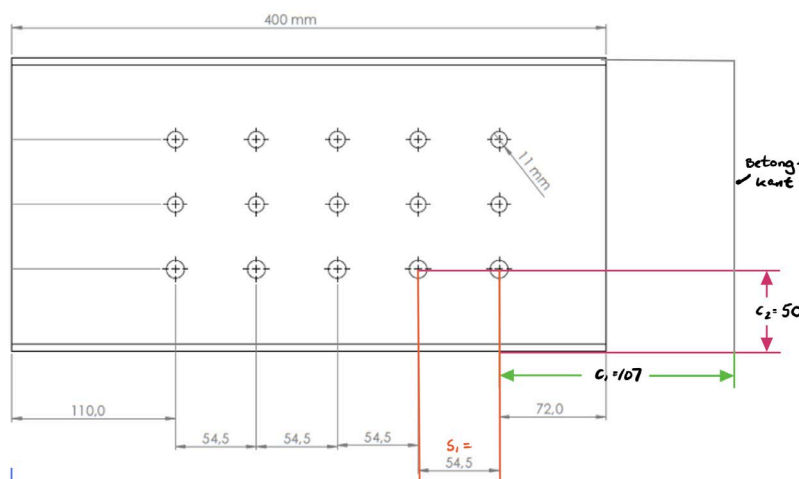
Disse beregningene er gjort i henhold til Eurokode 2: Del 4: Prosjektering av forankringer i betong.

Dette er formelen som brukes, formel (7.40) i Eurokode 2: del 4:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{re,V}$$

Dette angir den karakteristiske kapasiteten mot betongkantbrudd. For betong så benyttes materialfaktor $\gamma_c=1,5$. Tilsvarende faktor for bruddberegningene med konstruksjonsvirke er $\gamma_m=1,25$. Den karakteristiske kapasiteten for betongkantberegningen kan derfor være begrensende selv med høyere verdi. Vi velger derfor å regne ut dimensjonerende kapasitet mot betongkantbrudd for å unngå denne bruddformen i våre tester.

Dimensjoner:



Denne formelen tar utgangspunkt i at kapasiteten regnes fra kant til fremre forankring. For en gruppe forankringer blir dette konservativt. Betongelementboka foreslår et tilleggssledd $\Psi_{f,V}$ som tillater økt kapasitet basert på bakenforliggende forankringer.

$\Psi_{f,V}$ regnes ut med følgende formel fra kapittel 19.4.3.3 i Betongelementboka:

$$\psi_{f,V} = 1 + \frac{(n_1 - 1) \cdot s_1}{0,75 \cdot C_1} \leq n_1$$

Utregnet:

$$\psi_{f,v} = 1 + \frac{(5 - 1) \cdot 54.5}{0,75 \cdot 107} = 3,72 \leq 5$$

For de neste utregningene er formlene fra Eurokode 2 brukt, (7.41)-(7.50):

Opprinnelig oppsett (3 rader)

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

with

$$k_9 = 1,7 \text{ for cracked concrete} \\ = 2,4 \text{ for uncracked concrete}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0,5}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2}$$

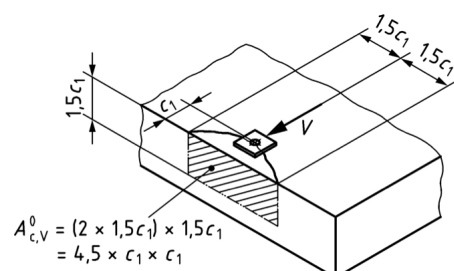
$V_{Rk,c}^0$:

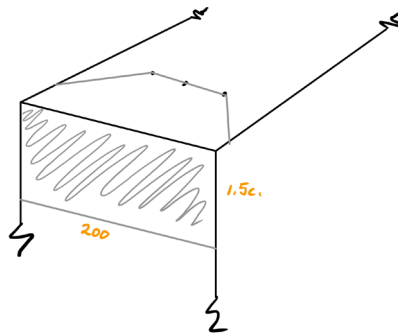
$$\alpha \simeq 0,1 \cdot \left(\frac{47,55}{107} \right)^{0,5} \simeq 0,067$$

$$\beta \simeq 0,1 \cdot \left(\frac{10,89}{107} \right)^{0,2} \simeq 0,063$$

$$V_{Rk,c}^0 = 2,4 \cdot 10,89^{0,067} \cdot 47,55^{0,063} \cdot \sqrt{37} \cdot 107^{1,5} = 24194,3 \text{ [N]}$$

$A_{c,v}/A_{c,v}^0$ er forholdet mellom faktisk bruddareal og ideelt bruddareal.





$A_{c,v}^0$:

$$A_{c,v}^0 = 4,5 \cdot c_1 \cdot c_1 = 4,5c_1^2$$

$A_{c,v}$:

$$A_{c,v} = 200 \cdot 1,5c_1$$

$A_{c,v}/A_{c,v}^0$

$$\frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} = \frac{200 \cdot 1,5 \cdot c_1}{4,5c_1^2} = \frac{200}{3 \cdot c_1} = \frac{200}{3 \cdot 107} = 0,623$$

$\Psi_{s,v}$:

Dette er en faktor som tar hensyn til spenningsendringer som oppstår i betongen på grunn av andre kanter enn den som er vinkelrett lastretningen.

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 c_1} \leq 1$$

Faktoren utregnet:

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{50}{1,5 \cdot 107} = 0,79 \leq 1$$

$\Psi_{h,v}$:

Faktoren justerer kapasitet for tynne betongelementer. For elementer som er tykkere enn $1,5c_1$, som i vårt tilfelle, vil faktoren være 1.

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1,5c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1$$

Utregnet

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1,5 \cdot 107}{200} \right)^{0,5} = 0,89 \geq 1$$

$\Psi_{ec,v}$ gir korreksjon for eksentrisk last på en ankergruppe. Vårt oppsett fører ikke til eksentrisitet. Denne faktoren blir derfor 1.

$\Psi_{\alpha,v}$ gir korreksjon for skjærlast som ikke virker vinkelrett på kanten. Vårt oppsett har en vinkelrett belastning. Denne faktoren blir derfor 1.

$\Psi_{re,v}$ tar hensyn til armeringen i betongen. Er betongen risset og uarmert blir denne faktoren 0,7. I uopprikket betong og risset armert betong så settes denne til 1. Siden betongen i vår test er ikke armert og rissgrad er ukjent settes denne konservativt:

$$\psi_{re} = 0,7$$

Karakteristisk kapasitet fremre boltegruppe, med $\Psi_{f,v}$:

$$V_{R_{f,c}} = 24194,3 \cdot 0,623 \cdot 0,79 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 3,72 = 31007,7 [N]$$

Dimensjonerende kapasitet per forbinder (3 rader):

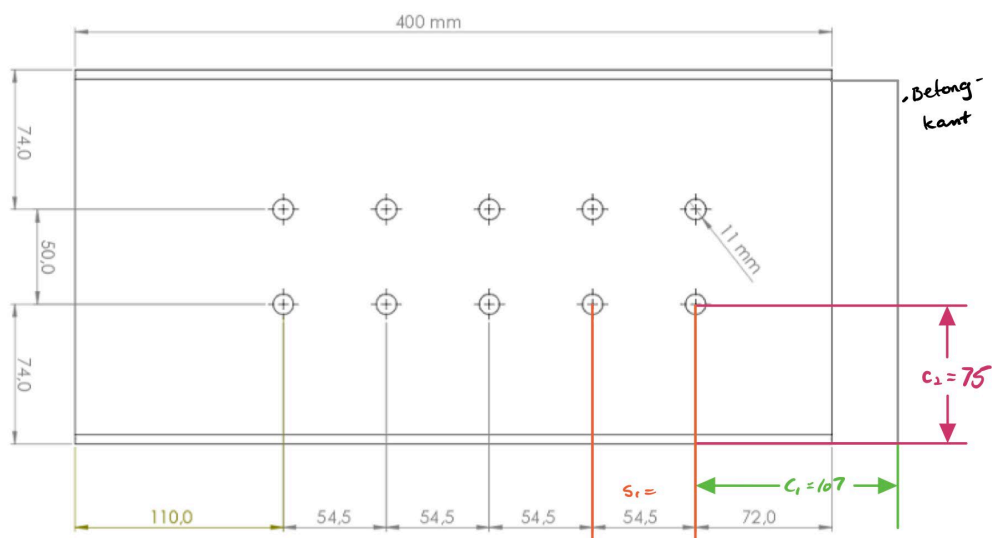
$$V_{Rk,d} = \frac{31007,7N}{3 \cdot 1,5} = 6890,6N$$

Dette er under beregnet kapasitet i forhold til bruddformer i en enkeltsnittet tre-tre forbindelse.

For å unngå denne begrensningen fjerner vi en rad og får følgende kapasitet.

Kapasitet 2 rader:

Dimensjoner:



Alle faktorene unntatt en blir like i dette regnestykket. Ny $\Psi_{s,v}$ blir:

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{75}{1,5 \cdot 107} = 0,84 \leq 1$$

Karakteristisk kapasitet 2 rader, med $\Psi_{f,v}$:

$$V_{Rk,c} = 24194,3 \cdot 0,623 \cdot 0,84 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 3,72 = 32970,2 [N]$$

Dimensjonerende kapasitet per forbinder (2 rader):

$$V_{Rk,d} = \frac{32970,2N}{2 \cdot 1,5} = 10990,1N$$

Forbindergruppa er konservativt regnet for at betongkantbrudd ikke skal være en faktor ved nye prøvninger med andre fastholdinger. Med 2 rader forbindere og en kantavstand på 107 mm er den beregningsmessig ikke begrenset av betongkantbrudd.

Vedlegg C

Vurdering av taueffekt for Hilti HUS3

Taueffekt utgjør inntil 25% av Johnson del i henhold til Eurokode 5, bolter.

$$F_{\text{Rope effect,Rk}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 25\% \end{array} \right.$$

Beregningsmessig blir da max taueffekt = 1 965,6 N, basert på bruddform d (7 862, 43 N)

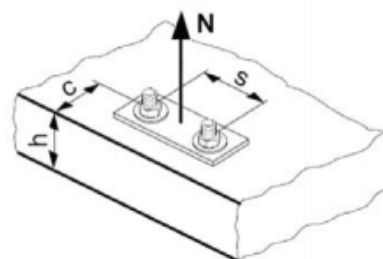
$F_{ax,Rk}$:

Fra Teknisk datablad HUS3:

Tension loading

The design tensile resistance is the lower value of

- Steel resistance: $N_{Rd,s}$
- Concrete pull-out resistance: $N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_B$
- Concrete cone resistance: $N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{re,N}$
- Concrete splitting resistance (only non-cracked concrete):
 $N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,sp} \cdot f_{2,sp} \cdot f_{3,sp} \cdot f_{h,sp} \cdot f_{re,N}$



Dette gir følgende resultater, basert på $\gamma_{M2}=1,25$.

$$N_{Rk,s} = 55,5 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = 11,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c \text{ riss}} = 3,56 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c \text{ uriss}} = 5,01 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,sp} = 7,51 \text{ kN}$$

For gjennomtrekk av skruehodet, Eurokode 5.

Diameter forbinderhode: 15 mm (Teknisk datablad)

$$F_{c90k} = 2,5$$

formel for utregning F_{ax} :

$$F_{ax} = \left(\left(\frac{d_s}{2} \right)^2 - \left(\frac{d_n}{2} \right)^2 \right) \cdot 3 \cdot f_{c90k}$$

$$d_s = 15 \text{ mm}$$

$$d_n = 11 \text{ mm (dimensjon forboring)}$$

$$F_{ax} = 195 \text{ N}$$

Kravet i Eurokode 5 for skive, 10.4.3 (2):

$$d_s = 3 \cdot d = 3 \cdot 10,89 \text{ mm} = 32,67 \text{ mm}$$

$$t_s = 0,3 \cdot d = 0,3 \cdot 10,89 \text{ mm} = 3,27 \text{ mm}$$

Ved bruk av skive (14 mm x 40 mm x 4 mm):

$$F_{ax} = \left(\left(\frac{40}{2} \right)^2 - \left(\frac{11}{2} \right)^2 \right) \cdot 3 \cdot 2,5 = 2773 \text{ N}$$



Sammenstilt

Begrensende for taueffekt blir gjennomtrekk av skruehodet, med eller uten skive. Uavhengig av om betongen er risset eller urisset.

Taueffekt uten bruk av skive (per effektive forbinder):

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = 48,75 \text{ N}$$

Med skive i henhold til Eurokode 5 (per effektive forbinder):

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = 693,3 \text{ N}$$

Prøvning planlagt gjennomført uten bruk av skive. Taueffekten er beregningsmessig ubetydelig og skruehodets dimensjon er heller ikke innenfor kravene som stilles for å kunne beregne dette som en skive. Taueffekten brukes derfor ikke i kapasitetsberegningene.

Referanser Vedlegg C: Eurokode 5 (Standard Norge, 2010) og Teknisk datablad HUS3 (Motek, 2014)

Vedlegg D

Utdrag fra mailkorrespondanse med Klætte, Sweco:

Hei, se svar i rødt under.

Torger Torgersen Klætte

Mobil +47 97 01 26 62
torgertorgersen.klatte@sweco.no

Sweco Norge AS

Mustad Næringspark, Raufossvegen 40, Bygn.nr
121

NO-2806 Gjøvik
Telefon +47 61 13 91 00
www.sweco.no



Fra: Halvor Idar Hegland Guttelvik <higuttel@stud.ntnu.no>

Sendt: torsdag 11. mars 2021 20.47

Til: Klætte, Torger Torgersen <torgertorgersen.klatte@sweco.no>

Emne: SV: Bachelor oppgave NTNU

Hei igjen. Og takk for gode svar på våre spørsmål.

Vi i gruppa vår ble interessert i det du har skrevet både til oss og til NTNU tidligere. Vi ønsker å gjennomføre et forsøk for å finne skjærkapasitet i forbindelse mellom betong og svill, som skissert på din vedlagte figur. Samtidig vil vi gjennomføre en beregning med forutsetningene dere bruker og til slutt sammenligne resultatene av test og beregning. Dette vil bli en stor og viktig del av vår oppgave. I samråd med vår veileder ved NTNU ønsker vi å legge opp et

forsøk som er gjennomførbart ved NTNU-lab på Gjøvik. Antagelig vil vi måtte avgrense forsøket til én utforming av armeringen, på grunn av kapasitet ved lab.

Dersom du har mulighet til å svare på noen spørsmål til, hadde vi satt pris på det. I første omgang lurer vi på følgende:

- Hvor store skjærkrefter dreier det seg typisk om? (Ballpark holder her. Vi kommer ikke til å kjøre en full lastberegning i vår oppgave)
Svar 12. mars: det kan være høyst variabelt avhengig bygg. Vegger med svill blir brukt i småhus til skoler, så det viktigste er å ha en kapasitet pr forbinder også finne ut hvor mange man må ha. Men som en "case" kan dere feks ta en enebolig med grunnflate 8m x 14m, saltak med 30grader helning og 8m opp til møne fra bakken.

Vi legger til grunn at begge gavlene har nok felt uten vinduer slik at de kan ta opp krefter og at innerveggene ikke er konstruktive hva vindkrefter angår.

Med karakteristisk vindlast 0,8kN/m² og formfaktor 0,8 i sone D og 0,3 i sone E, blir det et skjær i bunnsvill på: $1,5 * [0,8 \text{ kN/m}^2 * (0,8+0,3)] * (8\text{m} * 14\text{m}/2) = 75\text{kN}$ pr gavl. Vi antar videre at vi kan disponere hele gavlbredden til å fordele krafta og trekker fra litt for krav til endeavstander osv, så vi sitter igjen med lengde 7,5m $\rightarrow 75\text{kN}/7,5\text{m} = 10\text{kN/m}$ i skjærstrøm. Denne kan reduseres ved å ta med noen av innerveggene til å stive av, men dersom det er åpen planløsning må man ta alt i gavlene.

- Hva slags dimensjon er typisk for en slik sville?
Svar 12. mars: også litt variabelt, oftest avhengig av isolasjonstykkelse i vegg, men 148mm eller 198mm er vel det vanligste på boliger. Når det gjelder bredde/tykkelse så bør man unngå å bruke 36mm for å få nok "kjøtt" å feste i, så 48mm er greit å legge til grunn.
- Kan man anta at kantavstander er begrenset av tre-elementet?
Svar 12. mars: Det kommer helt an på hvordan svilla ligger ifht grunnmuren. Merk at i og med alle veggene kan utsettes for trykk- og sugkrefter bør skruene ha i allefall ha en beregningsmessig kantavstand på 4xd.
- Er det noen grunn til at du spesifikt nevner forbinderene fra Motek, og kan det være aktuelt med andre typer forbinder?
Svar 12. mars: MOTEK har en butikk på Kallerud hvor dere lett får tak skruer til testing (tenker også tilgjengelighet for utførende). Würth har forøvrig også slike typer skruer og butikk i Gjøvik. Men det er mange som leverer slike skruer, så man må bare velge en og regne med tenker jeg.
- Har du noen detaljer om beregningsmetodene dere bruker?

Svar 12. mars: Vi har forenklet beregningene til 1-snitts tre-mot-tre forbindelse iht EK5, hvor densitet på del 2 (betongen) settes til 700kg/m^3 for å i alle fall vise at det er en forskjell der. Effektivt antall beregnes også som for tredelen, men det kan være at betongen er strengere. Uansett så har iallefall Motek datablad på sine skruer som gir en anbefalt dimensjonerende skjærkapasitet pr skrue som uansett er maks, men den resulterende kapasiteten er avhengig av antall og plassering ifht ende- og kantavstand.

- Har dere brukt FEA-metoder på dette?

Svar 12. mars: Nei.

- Er du kjent med aktuelle testmetoder for dette?

Svar 12. mars: Nei. Dere kan høre med for eksempel Trond Ramstad i Sintef om han kjenner til noe.

- Hvilke deler av Betongelementboka kan være aktuelle?

Svar 12. mars: I all hovedsak Bind B, kap 19 for innfestinger.

Det ble mange spørsmål.. Vi setter pris på all info du kan bidra med om det er svar på et direkte spørsmål eller annen info du synes er relevant. Samtidig er du ikke under noen forpliktelse til å svare oss.

Dersom det er mulig har vi også et ønske om et digitalt møte ved anledning, eventuell tid og dato kan du styre.

Svar 12. mars: Jeg rekker nok ikke noe før onsdag neste uke, men kom med forslag. Ikke etter onsdag 24. mars for da går jeg ut i pappapermisjon.

Mvh

Halvor Guttelvik

Hei Halvor.

Det stemmer at jeg foreslo denne oppgaven. Dette med innfesting av tre mot betong finnes det ingen prosjekteringsregler for i dag, så man må gjøre en tilnærming man mener er "innafor".

Hva som fins av preaksepterte løsninger for svilleforankring for skjær er jeg usikker på, men om noe står det i Byggforskserien vil jeg tro. Og da kommer vi til noe som begynner å røre seg mer og mer; Byggforskbladene gjelder for mindre trehus slik det ble bygd før, dvs flere innvendige vegger som bidro til avstiving og mindre andel glass, inn til 2 etasjer. I dag kan eneboliger være 3 etasjer, sprang i fasadene, store åpne rom i etasjene og betydelig større andel av vindusareal som gir reduserte avstivende egenskaper til byggene, hvilket igjen gjør at en bør inn og se konkret på avstivningssystemet.

Et "lite trehus" er ikke det det engang var med andre ord, og med det kommer behov økt behov for vurdering av avstiving (her også innfestinger) kanskje også det vertikale bæresystemet, spesielt hvis det er større utkrageringer.

Generelt er preaksepterte løsninger tillatt kun for tiltaksklasse 1, ellers er det beregninger man må ty til. Jeg er litt usikker på hva dere mener med "...der beregninger ikke strekker til", mener dere at man ikke klarer å dokumentere for eksempel en kapasitet ved beregning? Er det tilfelle må man gjøre endringer i form av for eksempel større dimensjoner. Alternativt kan man dokumentere med testing og da er det forskjellige prosedyrer og standarder som skal følges avhengig av hva som skal testes.

Men grunnlaget for det jeg sendte inn var å få en liten idé om "riktigheten" av betraktningen vi så langt har gjort, dvs 1snitts tre-mot-tre forbindelse med høyere densitet i betongsnittet enn tredelen. Får betongskruene redusert kapasitet pga kort internavstand i betongen? Hva betyr armeringen?

Sender med mailen jeg sendte til Jan Steinar.

Ikke mye å hente her kanskje? Men det med sviller mot betong med betongskruer kan være aktuelt å teste og, som kan være morsomt i en sånn oppgaveprosess. Så om dere går mer inn på beregningsbiten der anbefaler jeg også Betongelementboka Bind B, som sier noe om kapasitetsjusteringer avhengig av konfigurasjon av forinderne.

Mvh

Torger Torgersen Klætte

Sweco Norge AS
Mustad Næringspark, Raufossvegen 40,
Bygn.nr 121

Mobil +47 97 01 26 62
torgertorgersen.klatte@sweco.no

NO-2806 Gjøvik
Telefon +47 61 13 91 00
www.sweco.no

Sideskift

Hei Jan Steinar.

Ref telefonsamtale istad, så kan et forslag/innspill til oppgave være å se på skjærforbindelser mellom betong og tresviller i skivevegger.

Noen av oss i Sweco har betraktet dette som en 1-snitts skjær forbindelse tre-mot-tre, hvor densiteten til betongdelen settes til for eksempel 700kg/m³ for å representere at dette er hardere. Disse regnes også uten ropeffekt.

Det kan være aktuelt i en oppgave å se på hvor "virkelig" denne tilnærmingen er, her er det også muligheter for testing i lab som kan være morsomt.

Vedlagt en skisse som viser noen parametere jeg tenker hører med å sjekke litt på.

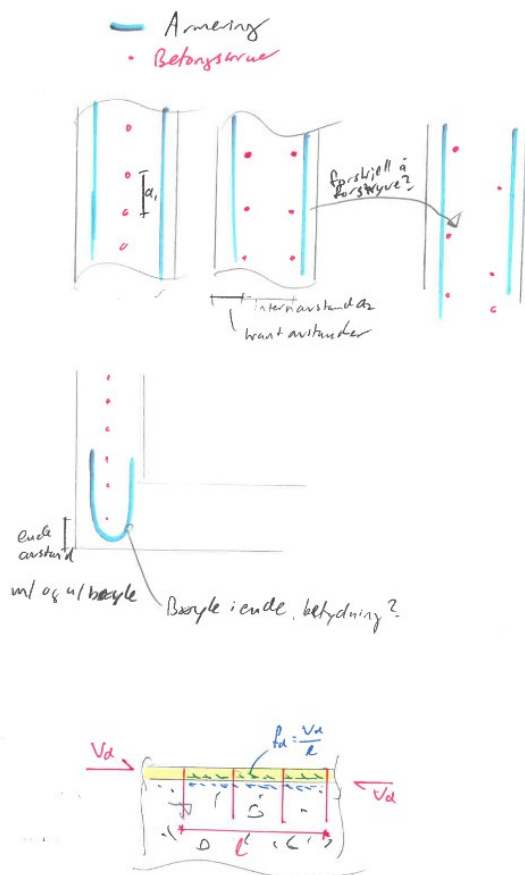
- Internavstander i og på tvers av kraftretning. Er forbindelsen såpass mindre utnyttet i betongen enn tredelen, slik at internavstander og kant- og endeavstander kan bestemmes fra tredelen eller må man overholde det leverandørene angir (som gjelder for stål mot betong)
- Hva har armering å si? I lengderetning langs kanter, evt med eller uten bøyer i ender/hjørner.
- Motek har 2 typer man kan se på: HUS3-C og HUS-H. Produktene er angitt med typenavn, så diameter og lengde. Videre er det tre parametere for eksempel 35/15/-. De er tillatte tykkelser på det du skal feste inn i, (diffen mellom disse målene og lengden blir da settedybden i betongen). Nå er sviller gjerne 48mm tykke, men man kan lure på: er kapasitetsforskjellen mellom betongen og tre såpass stor, at betongen fortsatt holder seg om man bruker en skrue som egentlig har maks tykkelse 35mm på en 48mm svill? Eller må man overholde disse minimumsmålene?

Om så betyr det at man enten må forsenke HUS3-C skruene (som kommer maks 100mm lange med t, maks 45mm) eller bruke lengre HUS-H skruer.

- Kan man ta med seg noe rope-effect i disse forbindelsene? Hvor lang forankring må man ha ned i betongen om så, og hva har det å si om man har langsgående armering i kantene? For HUS-H skruene kan man kanskje øke ropekapasiteten i tredelen ved å ha på en ekstra skive under hodet om man har tilsvarende forankringskapasitet i betongen.
- Så er jo plasstøpte ringmurer for større bygg en ting, men hvordan skal dette settes i sånne ferdigisolerte forskalingselementer (Jackon, Vartdal osv)?
- Det kan også være aktuelt å sjekke for eksempel en svill av limtre 90mm tykk som man kan tenke seg man setter massivtrevegg på, som skrur til svilla.

Håper dette kan være interessant for noen studenter, jeg syns i alle fall det høres morsomt ut 😊

Mvh



Vedlegg E

Prøveprosedyre

Prosedyre – testing av skjærkapasitet i bunnsvill festet mot betong

Nødvendig utstyr:

#	Utstyr	Forklaring/krav
1	Presse	
2	Stabiliseringsvinkel	Vinkel som fester betongklossen til bordet slik at vi sikrer mot eksentrisitet
3	Forskyvingsmåler	(inkludert funksjon i pressen)
4	Kappsag	
5	Søyleboremaskin	
6	Trebor	Ø11 mm
7	Betongboremaskin	
8	Betongbor	Ø10 mm, $d \geq 72$ mm
9	Skrumaskin for bolter	
10	Pipe	15 mm
11	Skyvelære	Nøyaktighet 0,1 mm
12	Vekt	Nøyaktighet 0,1 g
13	Fuktmåler	Elektrisk motstandsmåler Isolerte innslags elektroder Kalibreres ift. treslag og temperatur Kalibrering, se punkt 6 i bruksanvisning Se punkt 8 for informasjon, bl.a. kalibreringsdato

Materialer:

#	Material	Forklaring
1	Tresvill 6+6 stk.	C24 48x198x400
2	Betongkloss 12 stk.	B30 200x200x400
3	Skruer 72 stk. (2 pakker à 100 stk.)	Hilti HUS3-H10, l=110 mm (Motek)

Gjennomføring av test:

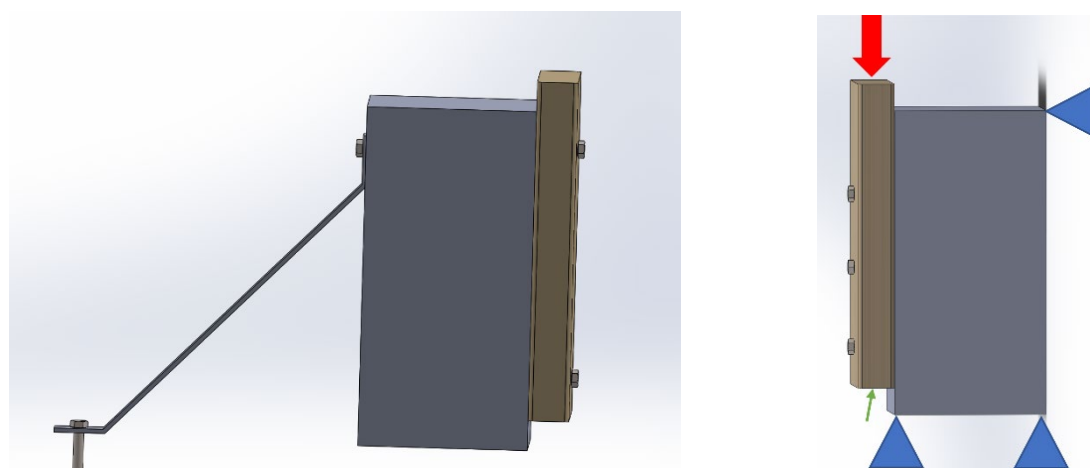
Forberedelse:

#	Handling	Forklaring
1	Bor opp trestykker med rett mønster	Ø11 mm, 6 stk. av hver av tegning «Svill_A» og «Svill_B», 12 stk. totalt
2	Bor hull i betongen med rett	Ø10 mm, $d > 72$ mm

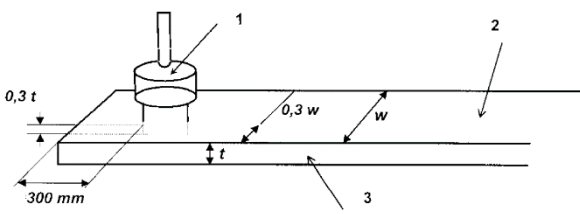
	dybde	
3	Fest med bolter	

Svill A, 2 bolter	Svill B, 10 bolter
- nummerere A-1 – A6	- nummerere B-1 – B-6

Testing:



#	Handling	Forklaring
1	Sett fast i pressen	Svill plasseres i senter av trykkskive Betong må sikres mot forskyving i horisontalplanet
2	Sett i gang belastning	Ihht. beregnet pålastningskurve. Presse til brudd
3	Registrering	Registrer forskyving for hvert 0,1-steg av pålastningen, ev. kontinuerlig registrering. Registrere også ved 7,5 mm og 15 mm forskyving Ta bilde for å dokumentere bruddtype
4	Evaluere maksimalbelastning	Viss F_{maks} avviker mer enn 20% fra F_{est} så justeres F_{est} til faktisk målt F_{maks} . Dette påvirker pålastingshastigheten, men resultatet er gyldig og beholdes i registreringene.
5	Demonter svill	Løsne svillen med kubein e.l. Ta nytt bilde av boltene for dokumentasjon av ev. deformasjon i disse
6	Mål fukt og registrer	Måles i senter ift. lengden på 400 mm. Ellers som på skissen:

		 <p>NS-EN 13183-2, figur 1 Dvs. 0,5 l, 0,3 w, 0,3 t = 200/66/16 mm Elektrodene plasseres parallelt med fiberretningen Fuktinnhold leses av 2-3 sek. etter at elektrodene er slått inn 16 mm.</p>
7	Kapp ut prøvestykker for veiing	Umiddelbart etter fuktmåling Minimum 50x50x48 mm Rektangulær (kvadratisk) klosse Kappes ut nært bruddstedet, men må være et helt stykke uten sprekk, kvist eller lignende Må være minimum 4 årringer
8	Densitetsberegning: Vei og mål prøvestykket	Målene tas i senter på hver kant på klossen Registreres med 1/10 gram og 1/10 mm nøyktighet
9	Registrer målinger	Alle målinger fylles fortløpende inn i eget excelark.

Vedlegg F

Invisible Connections

Kontakt med Svein Berg, Invisible Connections

Etter å ha blitt introdusert for Invisible Connections v/Svein Berg av Steinar Sølvberg Slettenes i Skarstein og Valaker sendte vi ein kort presentasjon av tema og problemstilling for oppgåva til Svein. Deretter avtalte vi telefonmøte. Oppsummeringa frå telefonsamtalen er gjort av gruppa sjølve, men er kvalitetsikra med Svein i påfølgande telefonsamtaler.

Basis for samtalen har vore spørsmåla frå vår eigen intervjuguide, men Svein har bidratt langt utover det vi sjølve kunne forestille oss i utgangspunktet.

Samtalen oppsummert:

Avtalt telefonsamtale 10/2-21 kl. 1300.

Svein har fått god informasjon om oppgåva vi vil skrive.

Han presenterte firmaet og bakgrunn for nokre av produkta dei leverer.

Eit av hovudprodukta er teleskopiske bjelker for samanføyning av dekker til vegger/søyler. Desse vert støypt inn i dekket (eller oftast i trapperepos) og trekt ut i ein utsparing i veggen. Deretter støyper ein ut i utsparinga. RVK har spalte i overkant av dekket for å føre ut innerdelen i teleskopmekanismen. TSS har ingen synleg spalte i overkant, men vert trekt ut vha. wiresystem.

Starta firmaet i 1987, leverte innstøypingsbeslag for betongelement basert på erfaring med behov i bransjen, i samarbeid med etablert betongfirma.

Slutten av 1990-talet; krav om godkjenningar frå kundane. Fekk då Teknisk Godkjenning (TG) frå Byggforsk(?).

Etter kvart aukande krav frå kundar i eksportmarknaden. Gjennomførte i perioden 2010-2011 testing ved Sintef i Trondheim. Dette danna grunnlag for ETA (European Technical Approval).

- Testa 26 emner fordelt på RVK og TSS
- Resultata vart også brukt i 3D-modellar for FEA (utført av Magnus Engseth i Olav Olsen)
- Danna grunnlag Memo's (sjå nettsider)

Testing fordi teoretiske berekningar basert på standarder vert for konservativt og medfører store dimensjoner for å oppnå nok overdekning.

Basert på berekning vert minimum dekketjukkelse ved bruk av RVK/TSS 250 mm. Basert på testing vert dette redusert til 170 mm. Dette reduserer både eigenvekt og materialbruk. Materialkostnaden i andre land utgjør ein vesentleg større andel enn i Noreg der det er lønskostnadane som er viktigast. Det er også ein miljøgevinst å kunne redusere dimensjonane og dermed materialforbruket.

Testing har også gitt svar på opplevde problem med produkta og har vidare gitt grunnlag for vidareutvikling som sikrar kvalitet og haldbarheit. Bl.a. har dei no erstatta stål med plast i enkelte komponentar, her vert brukt resirkulert plast frå ein produsent «like over vegen».

Vi kan gjerne bruke alt som ligger på nettstaden deira. Kan også få tilgang til dokumentasjon frå tidlegare faser, men ikkje sjølve prøveresultata.

Vi kan gjerne ta kontakt viss vi ser det som relevant å gå djupare inn i akkurat deira produkt.

Oppdatering etter telefonsamtale 6/5-21,..basert på epost med eiga oppsummering:

Svein har lese oppsummeringa mi og ynskjer å gje nokre fleire detaljar/innspeil:

Det eg kaller bjelker kaller han forbindelser.

Prøvinga vart utført i 2007/2008 (kanskje 2009).

Erik Tornberg og Bjørn Erik Jakobsen

Berekingane er mykje nyare,...frå 2019/2020. Då vart prøveresultata bearbeida i FEM-programvare av Olav Olsen ved. Mathias Lunde Røsvik, tlf. 47055101, epost; mil@olavolsen.no

Av dei 26 prøvene som vart gjort var 14 av TSS 41 og resten fordelt på TSS 101 og 102.

Ihht. MEMO5 så kan dei redusere dekketjukkelsen frå 256 til 200 for lyddempa innfesting.

Bruk av produkta vil ikkje ha innverknad på total byggehøgde då det i så fall må reduserast dekketjukkelse i hovuddekka. Desse produkta gjelder kun trapperos og dermed vert ikkje den direkte effekten relevant.

Kostander, prøving: 3 mill.

Kostnader, berekning: 2,6 mill.

Prøving og berekning ift. innfesting av trapperepos knyter seg til halve omsetninga.

Omsetning funnet på proff.no på tett oppunder 40 mill.

<https://www.invisibleconnections.no/>

Vedlegg G

Oppsummering av dybdeintervju – praksis i bransjen

Spørsmål fra en felles intervjuguide er sendt over på epost som en innledning. Så er det stort sett brukt samtaleintervju pr. telefon der spørsmålene blir gjennomgått. Det er også brukt svar pr. epost og fra noen av informantene har svarene på epost vært tilstrekkelig.

Fase 1:

I innledende fase ble spørsmålene rettet til prosjekteringsfirma, altså de som driver som rådgivende ingeniører. Dette for å beholde full bredde innen ulike materialer og ulike størrelser på byggeprosjektene. Spørsmålene som ble stilt var utformet for å avdekke hvilke vurderinger som blir gjort før man velger prosjekteringmetode og hva som skal til for at man velger testing som metode. Her er spørsmål og svar fra innledene fase:

1. Når velger dere å bruke preaksepterte løsninger kontra å dimensjonere/beregne?

- a. Svar fra Malin Hallberg Friestad, Nordplan, 20.01.2021:

Når vi *dimensjonerar* brukar vi preaksepterte *metodar/løysingar*, for eksempel å dimensjonere *eit* betongdekke, knutepunkt, bjelke osv.

Vi *dimensjonerar* alltid etter *eurocode* eller anerkjent faglitteratur, f.eks. dersom vi skal dimensjonere forankring(*boltar/dyblar*) i betong brukar vi betongelementboka.

- b. Svar fra Steinar Sølvsberg Slettenes, Skarstein og Walaker, 26.01.2021:

Jobbar i all hovudsak med større bygg. Skiller også mellom bæresystem og andre detaljer:

	Mindre bygg	Større bygg
Bæresystem	Preakseptert	Beregning
Andre detaljar (t.d. innfesting av vindu, takteking, delevoggar,....)	Preakseptert	Preakseptert

For bæresystemet i større bygg må dei stort sett berekne alt. Starter med laster og reknar så på alle element og knutepunkt i bygget.

Døme på oppdrag i mindre bygg:

- *Store vindusfelt, t.d. på kysten /vindutsatt – berekning av innfesting og vindavstiving.*
- *Store utkragingar*
- *Store spenn*

Dette skjer gjerne i tilfelle der entreprenøren ser at preaksepterte løysingar fell utanfor forutsetningane og kontaktar RIB for hjelp. Ved utføring av slike berekningar nyttar ein preaksepterte løysingar (t.d. innfestingsdetaljar, knutepunkt, formelverk) så langt som mogeleg.

c. Svar fra Lars Kristian F. Jensen, Sweco Innlandet, 22.01.2021:

Refert fra telefonsamtale: Hans umiddelbare respons var at de brukte preaksepterte løsninger for Tiltaksklasse I og beregninger for Tiltaksklasse II. I stort var det der skillet gikk for dem.

d. Svar fra Runar Haug, VS element, 17.02.2021

For vår del, bruker vi stort sett å beregne statiske beregninger i hvert tilfelle.

e. Svar fra Zahra Farajallah, Klima og Bygg,

Preaksepterte løsninger kommer som oftest i en generalentreprise. Disse velges da av byggherren og utført av de prosjekterende/rådgivere i de forskjellige fagene som koordinerer en felles løsning. Når løsningen testes og en ferdig rapport utarbeides kan man betrygge seg til valg av preakseptert løsning. Det vil stadig oppdages feil/mangler/avvik i løsningen under bruk/utførelse. For å endre dette av bruker/entreprenør er dette en prosess. Entreprenøren legger frem avviket og endring med argumentasjon som må behandles av både de prosjekterende/løsningseier og prosjekteier. Denne prosessen kan føre til diskusjoner og vil ta sin tid. Ved en totalentreprise velger entreprenøren å ta ansvar for prosjektering, dermed utvikle løsningen selv. En fordel ved dette er en mer effektiv fremdrift og raskere kommunikasjon.

2. Når er det aktuelt å bruke testing eller prøving for prosjektering?

a. Svar fra Malin Hallberg Friestad, Nordplan 20.01.2021:

Derfor er det sjeldan aktuelt for oss å bruke prøving/testing i prosjekta våre. Eg kjem iallfall ikkje på noko tilfelle der dette har vore brukt.

- b. Svar fra Steinar Sølvsberg Slettenes, Skarstein og Walaker, 26.01.2021:

Dei har ikkje valgt testing i samband med sitt arbeid. Dette vert ansett å vere for omfattande/kostbart ift. å berekne.

Han har derimot inntrykk av at leverandørar av element/produkt oftare nyttar testing for å skape dokumentasjon for eigenskapane til sine produkt. Desse går i sin tur inn i berekningsgrunnlaget for RIB.

Har 2 konkrete dømer der dei har vore involvert i testing:

1. *Teikna innfestingsdetaljar for innstøyping i betongelement,...for ein produsent av slike element:*

- *Detaljane vart støypt inn i betongelement og testa med ulike armeringsmengder og utforming.*
- *Resultata danna grunnlag for dokumentasjon som i vert brukt i sal og vidare i dimensjonering av bygg med desse elementa*
- *Resultata har også vorte brukt i FE-analyse for simulering av virkning på element med andre geometriar. På denne måten har nokre testar vorte nyttige for mange ulike element.*
- *Han ville sende meg kontaktopplysningar til firmaet viss vi ynskjer det.*

2. *Oppfylling av masse på sjøtomter ift. Utgliding av kai (2a) og utgliding av fylling i sjø (2b):*

- *For å sjekke for ev. Sig i gamal kai før bygging av leiligheiter.*
- *For å sjekke rørsle i sjøfylling før bygging av industribygg.*
- *I begge tilfelle var geoteknikkar inne i bilete*

- b. Svar fra Runar Haug, VS element, 17.02.2021

Lite testing i bedriften her. Stort sett beregning etter NS

- c. Svar fra Birgitta Fjellstad, forfatter av studentoppgave om limtrebjelker med bøkefinér, nå PEAB Bjørn Bygg AS, 09.02.2021:

Rådgivende ingeniør-firma nøyer seg nok stort sett med beregninger, som baserer seg på data de får fra leverandøre (som jo til syvende og sist kommer

fra testing). Det skyldes nok at uansett hvilken type produkt man snakker om, så er det leverandøren som bør stå for produktspesifikke data. Rådgivende ingeniører er derimot ansvarlig for å beregne hvordan ulike produkter (og bygningsdeler) skal settes sammen i praksis til en komplett konstruksjon, altså å bestemme metoder og hvilke produkter som skal brukes (basert på produktdata de bare kan slå opp).

- d. Svar fra Zahra Farajallah, Klima og Bygg, 21.02.2021

Det bør utføres en KS (kvalitets sikrings kontroll) av de prosjekterende for sine egne arbeider før det viderefremmes den utførende leddet og ikke minst under utførelsen og gjennom endringer. Koordinering må skje stadig mellom fag. En tredje - part kontroll og en koordinator for prosjekteringsgruppen må involveres av prosjekteier. Det forventes at disse er aktive med å teste samt kontrollere den prosjekterte løsningen.

3. Hvem i firmaet tar beslutning om valg av metode?

- a. Svar fra Malin Hallberg Friestad, Nordplan 20.01.2021:

Men skulle dette vore brukt måtte det ha vore ei avgjersle tatt av dei som sit å skal løyse oppgåva/prosjektet i samråd med byggherre(som då må betale for dette).

- b. Svar fra Runar Haug, VS element, 17.02.2021

Det er meg det! Daglig leder.

- c. Svar fra Zahra Farajallah, Klima og Bygg, 21.02.2021

For en entreprenør, er valg av metode bestemt allerede av byggherren/prosjekteier. Byggherren i samarbeid med prosjekteringsgruppen som oftest er leid inn velger prosjektttype/metode/løsning før utførelse eller bruk.

Fase 2:

Etter den innledende fasen lærte vi at de som driver med prosjektering som oftest vil velge beregning som metode, men at underleverandører, altså leverandører av produkt og moduler til byggverk, vil kunne velge testing der de ser det som den mest relevante metoden.

Spørsmålene vi stilte til disse gikk mer konkret på hvilken metode som blir brukt i dokumentasjon av kapasiteter og egenskaper for de produktene eller modulene de leverer.

1. Hva skal til for at et produkt blir godkjent som preakseptert løsning?

- a. Svar fra Andreas Stenstad, Treteknisk, 04.02.2021:

Når dere skriver «preakseptert», kan dette for eksempel være verdier som har fremkommet gjennom beregninger og også kvalitetssikret ved testing. Det er for eksempel «preakseptert» at treverk i fasthetsklasse C24 har en bøyefasthet på 24 N/mm².

- b. Svar fra Hans Boye Skogstad, Sintef, 10.02.2021:

Hans har ikke erfaring som rådgjevande ingeniør og må svare basert på sin erfaring ift. sertifisering og utarbeiding av preaksepterte løsninger ifm. Sintef Byggdetaljer.

Beregning er raskast og enklart og vert nok nytta i størst mogeleg grad.

2. Når er det aktuelt å bruke testing eller prøving for prosjektering?

- a. Svar fra Andreas Stenstad, Treteknisk, 04.02.2021:

Ofta vil produkter som er dekket av harmoniserte standarder (for eksempel limtre) Også henviser til test- og beregningsmetoder som dokumenterer egenskapene. Det er mer nærliggende at produkter som ikke er dekket av en harmonisert standard krever mer testing supplert med beregninger, da dette ikke eksisterer fra før.

Testing blir ofte aktuelt dersom produktet blir brukt på en ny måte, med andre ord at testene som er gjort ikke er representative for den nye måten produktet skal brukes på, eller at produktet rett og slett mangler dokumentasjon for disse egenskapene. Testing kan også være aktuelt dersom man ønsker å kvantifisere hvor mye bedre en løsning presterer sammenlignet med teoretisk beregning. En ren teoretisk beregning vil ofte være en konservativ tilnærming.

- b. Svar fra Hans Boye Skogstad, Sintef, 10.02.2021:

Der det ikke finns beregningsmodellar

Testar like gjerne mindre delar eller materialar i staden for å teste store konstruksjonar

Samansette tverrsnitt som vert vanskeleg å berekne, t.d. I-bjelkar

- c. Svar frå Jon Grantangen, Moelven, 01.03.2021

Moelven Testing og utprøving av nye løsnings er generelt sett siste utvei i et prosjekt og gjøres veldig sjeldent. Hovedgrunnen til dette er kostnader, tid og at det ofte er enklere å endre løsning.

- d. Svar fra Birgitta Fjellstad, forfatter av studentoppgave om limtrebjelker med bølgefiner, nå PEAB Bjørn Bygg AS, 09.02.2021:

Testing var hovedsakelig for å gi mer "dybde" til oppgaven. Veilederen vår mente at det er en stor fordel å vise at man behersker ulike metoder, derfor både testing og teoretisk beregning. I tillegg er det jo interessant å sammenligne resultatene fra ulike metoder. Dersom resultatene blir noenlunde like, tyder jo det på at man kan stole mer på at de er korrekt. Som jo er bra for hele oppgaven, samlet sett.

3. Har dere konkrete eksempler på bygningsdetaljer som er dokumentert vha. testing?

- a. Svar fra Andreas Stenstad, Treteknisk, 04.02.2021:

Et annet godt eksempel er brann. Det eksisterer ikke «preaksepterte» ytelser for byggverk i brannklasse 4. Løsninger må derfor dokumenteres ved brannteknisk analyse eller testes i for eksempel en brannlab. For trekonstruksjoner kan brannteknisk analyse gjøres iht. Eurokode 5 (NS-EN 1995-1-2).

- b. Svar fra Hans Boye Skogstad, Sintef, 10.02.2021:

Fiberarmert betong

- *Trur det finns vegledar frå betong-/betongelementforeining*

Vindavstiving i småhus/trehus

- *Sintef lab i Oslo testar heile veggfelt*

Lydisolering

- *Miljø i Sintef som testar i felt*
- *Også ein del private firma som tilbyr slik testing*

- *Eit aktuelt tema der bebuar føler plage med støy*
- c. Svar frå Jon Grantangen, Moelven, 01.03.2021
- Moelven Limtre har gjennomført branntestet av store limtretversnitt i forbindelse med byggingen av Mjøstårnet. Det er det eneste jeg kommer på nå, men det er helt sikkert flere saker lengere bakover i tid.*
4. Har dere konkrete eksempler på bygningsdetaljer som det er behov for å undersøke nærmere?
- a. Svar fra Hans Boye Skogstad, Sintef, 10.02.2021:
- Sement*
- *Pga. mangel på flygeaske må ein finne andre tilsetningsstoff*
 - *Må dokumentere alle eigenskapar på nytt => derfor testing*
 - *Utfordring i heile Europa*
 - *Spør gjerne ein sementprodusent, t.d. NORCEM*


Informanter:

- [1] Malin Hallberg Friestad, Nordplan
- [2] Steinar Sølvberg Slettenes, Skarstein og Walaker
- [3] Lars Kristian F. Jensen, Sweco Innlandet
- [4] Runar Haug, VS element
- [5] Birgitta Fjellstad, forfatter av studentoppgave om limtrebjelker med bøkefiner, nå
PEAB Bjørn Bygg AS
- [6] Zahra Farajallah, Klima og Bygg
- [7] Andreas Stenstad, Treteknisk
- [8] Hans Boye Skogstad, Sintef
- [9] Jon Grantangen, Moelven

Vedlegg H

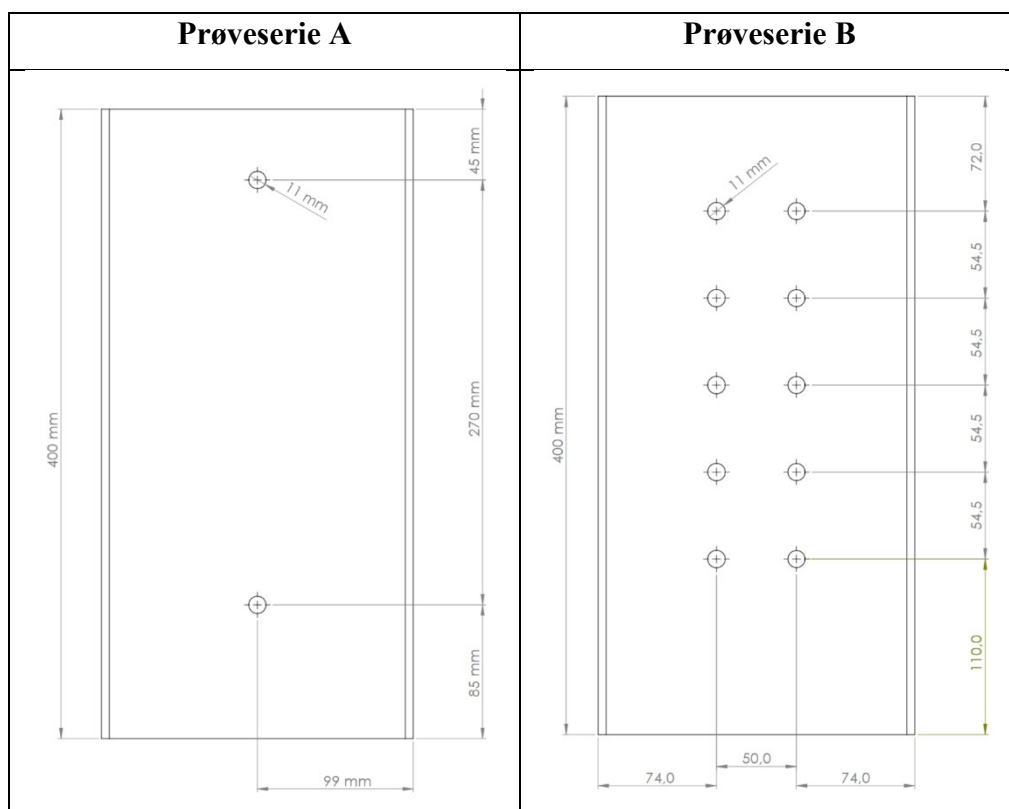
Testrapport

Forsøk for å finne karakteristisk skjærkapasitet i sammenføyning tresvill-betong

Dato	04.05.2021 (serie A_v2 11.05.2021)
Sted	Bygglabben ved NTNU Gjøvik, Mustad Næringspark
Ansvarlig for utførelse	Avdelingsingeniør Tor Kristoffer Kletthagen Studentene Rivaan Fadel Abbas Mohamed og Halvor Idar Hegland Guttelvik
Temperatur	19,7°C
Relativ luftfuktighet	54,7%
Pressen; fabrikat, kapasitet, kalibreringsdato m.m.	Form Test Prüfsysteme – MEGA 6-3000-300  Kapasitet: 300 kN, 225 mm Serial-NO: 101101
Måleutstyr (gjelder måling av påført kraft og forskyving): fabrikat, nøyaktighet, ev. avvik, m.m.	Kraft og forskyving blir målt i pressen Fuktmåler: Protimeter MMS2 Vekt: ViBRA

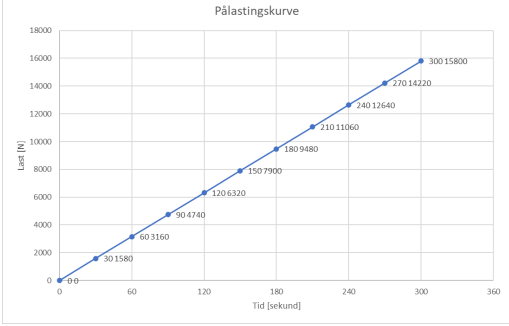
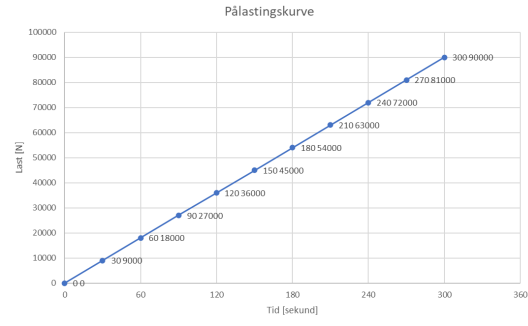
Testrapport (ref. NS-EN 1380:2009, pkt. 6.7):

- a) Treslag og densitet for treverket Betongkvalitet og herdetid?
- Treverk: C24, densitet oppgitt til
 - Betong: B30, herda 7 dgr. i vannbad 50°C
- b) Kvalitet og egenskaper for bolten, inkludert evt. overflatebehandling
- Hilti HUS3 H10, L=110
- c) Detaljer om dimensjon, antall og plassering for boltene
- Det er prøvd 2 ulike konfigurasjoner mhp. antal bolter og bolteplassering



- d) Metode for innfesting av boltene (forboring m.m.)
- Forboring i treverk: $\varnothing = 11 \text{ mm}$
 - Forboring i betong: $\varnothing = 10 \text{ mm}$, $D \geq 72 \text{ mm}$
- e) Kant, ende og senteravstander
- Se tegninger i pkt. c) for avstander å tresvillen
 - For betongdelen er kantavstand 75 mm og endeavstand (belastet ende) $\geq 107 \text{ mm}$
- f) Kraftretning ift. fiberretning
- Belastningen blir påført parallelt med fiberretningen

- g) Forankringslengde for skruen
- 47,55 mm
- h) Dybde for skruehodet i treverket
- Skruehodet ligger akkurat på overflaten av trestykket.
- i) Oppbevaring av prøvestykkene før testen, fuktinnhold (spesielt treverk) og ev. virkesfeil
- Oppbevart 7 døgn ved ca. 60% RF og 20°C
- j) Pålastningsprosedyre, strekk/trykk, evt. avvik
- Pålastningshastigheten settes utifra estimert maksimal belastning F_{est} og skal vere $0,2 * F_{est} / \text{min}$.

Prøveserie A_v2	Prøveserie B
	
<p>$F_{est} = 15,8 \text{ kN} \Rightarrow 52,7 \text{ N/s}$</p>	<p>For serie B fikk vi mer enn 20% bruddlast enn beregnet og justerte dermed opp F_{est}.</p> <p>F_{est} første forsøk = 53 kN \Rightarrow 300 N/s</p> <p>F_{est} resten = 90 kN \Rightarrow 176,7 N/s</p>

- k) Forskyvingssensorer, type og nøyaktighet. Målepunkt.
- Forskyvingssensoren ligger i pressen slik at målepunktet blir i belastningspunktet

- l) De enkelte testresultat med last/forskyvingskurver og bruddform. Oppsummert med gjennomsnittsverdier og beregnet standardavvik.

Prøveserie	log-normalfordeling			
	Størst			
Minst				
SNITT	\bar{y}	9,7551 N	(1)	NS-EN 14358:2016
STDAV	s_y	0,0500 N	(3)	NS-EN 14358:2016
Variasjonskoeff.				
Antal prøver		3 stk		
ks(3)		3,15		NS-EN 14358:2016
Karakteristisk 5-persentil		14730 N	(5)	NS-EN 14358:2016
Karakteristisk 95-persentil		20184 N	(7)	NS-EN 14358:2016

Prøveserie B	log-normalfordeling			
	Størst			
Minst				
SNITT	\bar{y}	11,4257 N	(1)	NS-EN 14358:2016
STDAV	s_y	0,0500 N	(3)	NS-EN 14358:2016
Variasjonskoeff.				
Antal prøver		6 stk		
ks(6)		2,34		NS-EN 14358:2016
Karakteristisk 5-persentil		81526 N	(5)	NS-EN 14358:2016
Karakteristisk 95-persentil		103020 N	(7)	NS-EN 14358:2016

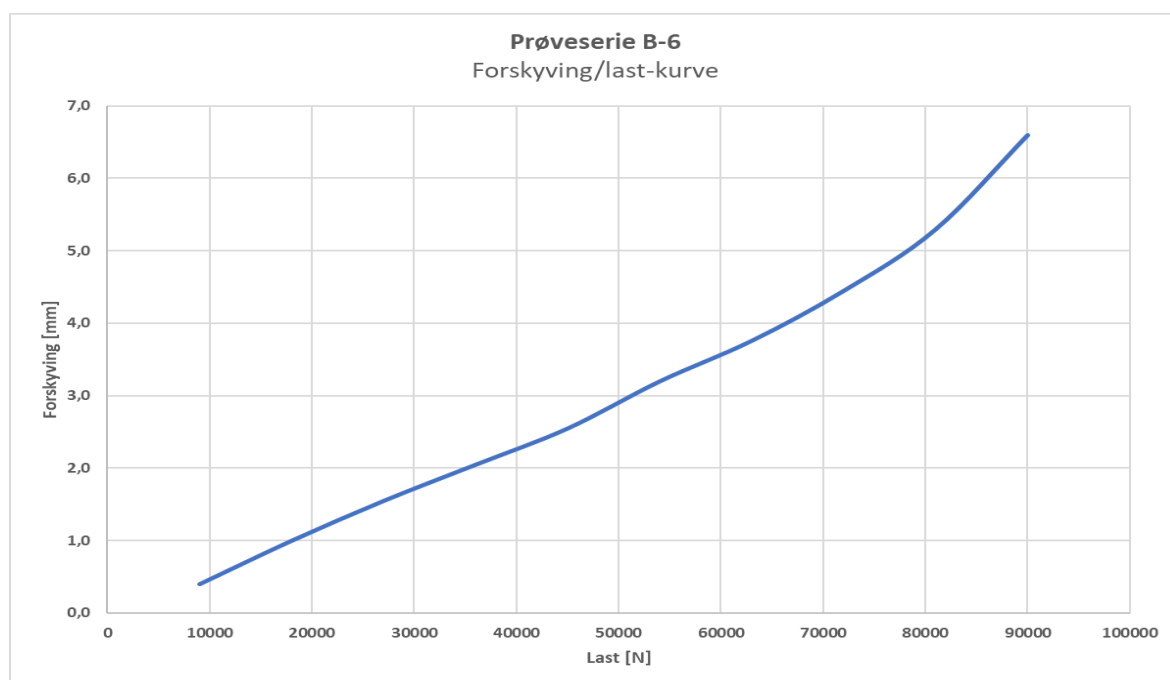
- m) Referanse til standarder

- NS-EN 1380:2009; Konstruksjonsvirke, Prøvningsmetoder, Lastbærende spiker, skruer, dybeler og bolter
- NS-EN ISO 8970:2020 Trekonstruksjoner, Prøving av mekaniske forbindelsesmidler, Krav til trevirkets densitet
- NS-EN 14358:2016 Trekonstruksjoner, Beregning og verifisering av karakteristiske verdier
- NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS 3240-1 Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner, Del 1: Fellesbestemmelser
- NS-EN 14592:2008+A1:2012 Trekonstruksjoner, Festemidler av dybeltype, Krav
- NS-EN 14081-1:2016+A1:2019 Trekonstruksjoner, Styrkesortert konstruksjonstrevirke med rektangulært tverrsnitt, Del 1: Generelle krav
- ISO 3131 som er erstatta av ISO 13061-2 Physical and mechanical properties of wood – Test methods for small clear wood specimens – Part 2: Determination of density for physical and mechanical tests.
- ISO 3129 Wood — Sampling methods and general requirements for physical and mechanical testing of small clear wood specimens
- NS-EN 13183-2 Fukttinnhold i et virkestykke av skurlast, Del 2: Bestemmelse ved elektrisk motstandsmåling (innbefattet rettelsesblad AC:2003)
- NS-ISO 6891 Trekonstruksjoner, Mekaniske forbindelsesmidler, Generelle prinsipper for bestemmelse av styrke og defomasjonsegenskaper (= EN 26891:1991), (= ISO 6891:1983)
- ISO12491:1997 Statistical methods for quality control of building materials and components
- NT BUILD 508

Prøveserie B:

Prøveserie # B																			
	Last= [N]	0	9000	18000	27000	36000	45000	54000	63000	72000	81000	90000							
	T= [s]	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300							
Prøve #	F _{est} V ₀	V ₂₁	V ₂₂	V ₂₃	V ₂₄	V ₂₅	V ₂₆	V ₂₇	V ₂₈	V ₂₉	V ₃₀	F _{1,5 mm} [N]	F _{15 mm} [N]	F _{maks} [N]	bruddtype	Forskyving [mm]			
B-1	53000	2,3	2,5	2,8	3,3	3,5	3,8	4,1	4,5	4,8	5,1	5,4	90080	101270	103040	Bøyd bolt, oppsprekking treverk	26,0		
kalibrert forskyving		0,3	0,5	1,0	1,3	1,5	1,9	2,3	2,5	2,9	3,2						23,8		
B-2	90000	5,0	5,3	5,8	6,4	6,9	7,3	7,8	8,4	8,9	9,8	11,2	95590	101930	101930	Bøyd bolt, oppsprekking treverk	21,0		
kalibrert forskyving		0,3	0,8	1,4	1,9	2,3	2,8	3,4	3,9	4,8	6,2						16,0		
B-3	90000	4,0	4,3	4,8	5,3	5,9	6,4	7,1	7,9	9,0	10,6	13,2	86260	95440	95890	Bøyd bolt, oppsprekking treverk	23,0		
kalibrert forskyving		0,3	0,8	1,3	1,9	2,4	3,1	3,9	5,0	6,6	9,2						19,0		
B-4	90000	1,0	1,4	1,9	2,5	3,0	3,5	4,1	4,7	5,5	6,8	9,0	88530	95040	95810	Bøyd bolt, oppsprekking treverk	19,1		
kalibrert forskyving		0,4	0,9	1,5	2,0	2,5	3,1	3,7	4,5	5,8	8,0						18,1		
B-5	90000	3,3	3,6	4,0	4,4	4,9	5,4	5,9	6,4	7,1	8,1	9,9	95150	103760	104020	Bøyd bolt, oppsprekking treverk	22,0		
kalibrert forskyving		0,3	0,7	1,1	1,6	2,1	2,6	3,1	3,8	4,8	6,6						18,7		
B-6	90000	6,0	6,4	7,0	7,6	8,1	8,6	9,2	9,8	10,5	11,3	12,6	94690	103560	104090	Bøyd bolt, oppsprekking treverk	27,0		
kalibrert forskyving		0,4	1,0	1,6	2,1	2,6	3,2	3,8	4,5	5,3	6,6						21,0		

Figur 40, Registrering av last og forskyving, serie B



Figur 41, Forskyvingsplot, serie B

NS-ISO 6891, pkt. 8.5, 9)			NS-ISO 6891, pkt. 8.5, 11)		
Forskyving ved 0,6 F _{maks}			Forskyving ved 0,8 F _{maks}		
0,6 F _{maks} [kN]	Registrert [mm]	Kalibrert [mm]	0,8 F _{maks} [kN]	Registrert [mm]	Kalibrert [mm]
61,82	5,9	3,7	82,43	8,0	5,8
61,16	8,2	3,2	81,54	9,7	4,7
57,53	7,3	3,3	76,71	9,5	5,5
57,49	4,3	3,3	76,65	6,1	5,1
62,41	6,2	2,9	83,22	8,1	4,8
62,45	9,6	3,6	83,27	11,5	5,5
		3,3 mm			5,2 mm

Figur 42, Registrering av forskyving ved 0,6*F_{maks} og 0,8*F_{maks} ihht. NS-ISO 6891, Serie B

Registrering av fukt og densitet:

Prøveserie A:

Målt fukt [%]	Måledjupne [mm]	b [mm]	l [mm]	t [mm]	Vekt [g]
20,7	16	50,2	50,0	46,8	57,5
20,1	16	50,2	50,1	47,0	58,5
20,4	16	49,9	50,6	47,0	53,5

Figur 43, Registrerte data for serie A_v2

Densitet	
Prøve 1	0,490 g/cm ³
Prøve 2	0,495 g/cm ³
Prøve 3	0,451 g/cm ³
Gjennomsnitt:	0,478 g/cm ³

Figur 44, Beregnet middeldensitet for serie A_v2

Prøveserie B:

Målt fukt [%]	Måledjupne [mm]	b [mm]	l [mm]	t [mm]	Vekt [g]
15,7	16	50,4	49,7	47,3	45,5
16,2	16	50,5	50,1	47,1	46,3
16,7	16	49,9	50,4	47,0	47,4
17,9	16	49,6	48,8	47,1	45,7
17,5	16	50,3	50,4	47,0	49,6
14,5	16	50,0	49,5	47,5	46,0

Figur 45, Registrerte data for serie B

Densitet	
Prøve 1	0,385 g/cm ³
Prøve 2	0,389 g/cm ³
Prøve 3	0,401 g/cm ³
Prøve 4	0,401 g/cm ³
Prøve 5	0,416 g/cm ³
Prøve 6	0,391 g/cm ³
Gjennomsnitt:	0,397 g/cm ³

Figur 46, Beregnet middeldensitet for serie B

Kommentarer til gjennomføringen:

- a) For prøveserie B ble første forsøk gjennomført med en pålastningshastighet som var basert på beregnet maksimal belastning på 53 kN. I første forsøk ble det registrert last på 90 kN i det forskyvingen nådde 7,5 mm, noe som er mer enn 20% høyere enn bergningen. Derfor ble pålastningshastigheten justert ift. dette for de neste forsøkene.
- b) Prøveserie A og B ble utført samtidig og med 6 prøveemner i hver. Pga. tap av data for serie A måtte denne serien prøves på nytt senere. Pga. tidsfrister rakk vi ikke å aklimatisere prøvene på riktig måte. Det er også derfor det testet kun 3 stk. av serie A.

Verdiene og beregningene ligger i egen excelfil.

Vedlegg I

Litteratursøk (prøvestandard + prøvem metode generelt)

Beskrivelse av aktiviteter knyttet til søk etter litteratur som forklarer hvordan man må gå frem ved dimensjonering eller dokumentasjon ved hjelp av prøvning/testing.

Her er samlet arbeidet med litteratursøk både mtp. det å finne opplæringslitteratur for dimensjonering ved prøvning på generell basis og samtidig søk etter konkret prøvem metode for selve forsøket som inngår i vårt bachelorarbeid. Dette fordi vi har forespurt de samme ressurspersonene og ofte på samme tid.

For søk etter opplæringslitteratur har vi sammen med universitetsbibliotekar Andreas Fagervik definert dette som «noe som forklarer fremgangsmåten mtp. opplæring i metodene».

Vi startet søket på egenhånd på nettet, men så relativt tidlig at vi måtte søke hjelp i både fagmiljø og hos bibliotekjentesten fordi vi ikke fant sikre treff i egen søk.

Oversikten nedenfor er sortert på kontaktpunkt i form av personer eller organisasjoner:

Egne søk:

Innledningsvis ble det søkt i NTNU Open, Oria, Google Scholar og Byggforskserien med følgende søkeord:

Prøvning	Testing	Dimensjoneringsmetode	NS 1990 kapittel D
Prøvem metode	Vedlegg D	Styrketesting	Laboratorieprøving
Laboratorieforsøk	Testing strength properties		

Søkene ble gjennomført i perioden desember 2020 – januar 2021.

Veileder Jan Steinar Egenes:

I teamsmøte 29.01.2021 var bl.a. prøvem etoder tema. Dette er ikke Jan Steinar sitt fagområde, men han henviser til noen institusjoner og personer vi kan ta vider kontakt med:

- NTNU konstruksjonsteknikk i Trondheim ved instituttleder Kalle Høiseth
- Treteknisk ved Andreas Stenstad
- MOTEK ved David Klingvall
- NTNU Gjøvik ved Mohammad Bagban

NTNU konstruksjonsteknikk i Trondheim:

Kontakt med Karl (Kalle) Vincent Høiseth:

- spørsmål på epost og svar på epost og telefon:
1. Er det gjort lignende forsøk tidligere som du kjenner til (skisse på vårt forsøk)?
 - Kjenner ikke til lignende forsøk
 - Vil anta at friksjonen mellom svill og betong vil kunne gi et vesentlig bidrag ved testing.
 - Friksjon kan ein finne i gamle oppslagsverk, kan rekne på flatetrykk og f-faktor.
 - Ser 3 ulike moglegheiter:
 - Avskjering av skruane (lite truleg)
 - Øydelegge betongen
 - treverket (mest truleg)
 2. Finns det relevante teststandarder som vi kan nytte for å finne skjærkapasiteten i dette forsøket?
 - Kjenner ikkje til relevante standarder eller prøvemetoder.
 3. Har du forslag til litteratur eller eksempel som beskriver praktisk gjennomføring av metoden som vert beskrevet i NS-EN 1990 kap. 5.2 og vedlegg D?
 - Ikkje svart ut -
 4. Har dokke andre konkrete eksempler på detaljer som er dokumentert vha. testing eller ev. liknande oppgåver som dette?
 - Ikkje svart ut –

Viser vidare til Kjell Arne Malo som har sitt spesialfelt innen trekonstruksjoner.

Kontakt med Kjell Arne Malo:

- Spørsmål på epost (samme som over), svar pr. telefon

Kjenner ikkje til liknande forsøk.

Viser til NS-EN 1990, vedlegg D for standard for metode for å utlede karakteristiske verdier frå prøvning.

Utsagn: «Det er dårlig butikk å spare på antall prøver, blir lågare karakteristisk verdi pga. at ein må ta større sikkerheitsfaktor ift. k-faktor ref. tabell D1 og D2» (i vedlegg D, NS-EN 1990)

Viser til NS-EN 1995-1-1, kap. 9.2(?) for dimensjonering av trevegg med avstivande effekt. Innser at denne ikkje gjer metode for dimensjonering av innfesting av tresvill mot betong.

Mener at oppløft kan bli dimensjonerende. Kanskje vi må inkludere det i forsøket?

Kjell Arne kom med fleire søketips for å finne relevant litteratur:

For å finne:	Søkeord
Pågåande arbeid med standardane bl.a. knyttet til avstivende veggar	Girhammer (namn på svenske) Tilsvarande engelskmann Lurt å nøste dette på litteraturreferanser for dei namna vi finner.
Standard for prøving	Trekonstruksjoner + prøving (Standard Norge sine nettsider)
Tidlegare arbeid (gjort forsøk/studentoppgåver både i Trondheim og på Gjøvik knyttet til friksjon der metoden i NS-EN 1990 er nytta)	Anette Karlsen (student som skreiv oppgåve i Trondheim for nokre få år sidan) Sjekke på Gjøvik?

Har forøvrig registrert at standard NS-EN 14358 kan vere interessant utan at eg har rukket å laste den ned endå.

Nye egne søk basert på søketips frå Kjell Arne Malo:

1) **Søkeord: Girhammar (namn på svenske)**

- For å finne: Pågående arbeid med standardene bl.a. knyttet til avstivende vegger
- Treff:
 - Ulf Arne Girhammar (Luleå University of Technology | LTU · Civil, Environmental and Natural Resources Engineering Dr.Eng)
 - Tilhørende 81 publikasjon. Uvisst kva som er relevant, men mykje ser ut til å samsvare med vår case.
- Treff på: <https://www.researchgate.net>

2) **Søkeord: Trekonstruksjoner + prøvning (+prøvningsmetode)**

- For å finne: Standard for prøvning
- Treff:
 - NS-EN 14358:2016
Trekonstruksjoner – Beregning og verifisering av karakteristiske verdier

 - NS-EN 595:1995
Trekonstruksjoner – Prøvningsmetoder – Prøving av takstoler for bestemmelse av styrke og deformasjon

 - NS-EN 596:1995
Trekonstruksjoner – Prøvningsmetoder – Prøving med myke støt på bindingsverksvegger av tre

 - NS-EN 12512:2001

Trekonstruksjoner - Prøvingsmetoder - Syklisk prøving av mekaniske forbindelser

- NS-EN 380:1993
Trekonstruksjoner - Prøvingsmetoder - Generelle regler for prøving med statisk belastning

- NS-EN ISO 8970:2020
Trekonstruksjoner — Prøving av mekaniske forbindelsesmidler — Krav til trevirkets densitet (ISO 8970:2020)

- NS 3516:2017
Utførelse av lastbærende trekonstruksjoner

- NS-EN 15737:2009
Trekonstruksjoner - Prøvingsmetoder - Torsjonsstyrke og -motstand ved innfesting av skruer

- NS-EN 302-1:2013 (---302-7)
Lim for bærende trekonstruksjoner - Prøvingsmetoder - Del 1: Bestemmelse av strekkskjærstyrke på langs

- NS-EN 383:2007
Konstruksjonsvirke - Prøvingsmetoder - Fastleggelse av hullkantkapasitet og grunnverdier for stavformete forbindelsesmidler

- NS-EN 1380:2009
Konstruksjonsvirke - Prøvingsmetoder - Lastbærende spiker, skruer, dybeler og bolter

- NS-EN 12436:2001
Lim for bærende trekonstruksjoner - Kaseinlim - Klassifisering og ytelseskrav

- NS-EN 14250:2010
Trekonstruksjoner - Produktkrav for prefabrikkerte takstoler med spikerplater

- NS-EN 12369-1:2001
Trebaserete plater - Karakteristiske verdier for dimensjonering av trekonstruksjoner - Del 1: OSB-plater, sponplater og trefiberplater

- NS-EN 14080:2013+NA:2016
Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre - Krav

- NS-EN 326-1:1994
Trebaserete plater - Prøvetaking, utskjæring og inspeksjon - Del 1: Prøvetaking og utskjæring av prøvelegemer og angivelse av prøvingsresultater
- Treff på: <https://www.standard.no/>

3) Søkeord: Anette Karlsen

- For å finne: Tidlegare arbeid (gjort forsøk/studentoppgåver både i Trondheim og på Gjøvik knyttet til friksjon der metoden i NS-EN 1990 er nytta)

- Treff:
 - Friksjon mellom trelameller i spenningslaminerte tredekker

SINTEF Community:

Avklaring av hvilke prøvemetoder de bruker i arbeidet med relevante Byggforskdetaljer.

Spørsmål på epost:

Eg ser i anvisning 520.238, Tabell 83 at "Verdier er basert på prøving i laboratorium etter standard metode".

Eg er i ferd med å skrive bacheloroppgåve innan konstruksjosnteknikk og i samband med det er eg på leiting etter relevante prøvemetoder for liknande tilfeller.

Kan dokke opplyse kva standard metode som er benytta for å få fram verdiane i Tabell 83?

Om dokke har meir informasjon om prøvinga som dokke kan dele med meg så er det endå betre.

Svar fra Dag Robert Nasset, 13.04.2021:

Dette stammer fra test gjort i NBI sine labaratorier for lang tid tilbake.

I Norge er det en innarbeidet praksis som sier at platekledninger med en viss minste avstivningskapasitet kan betraktes som tilfredsstillende avstivning av småhus av tre i inntil to etasjer uten at det gjøres spesifikke beregninger og dimensjonering av hvert enkelt hus. Som underlag for avstivningsegenskaper angitt i SINTEF Teknisk Godkjenning (TG) har SINTEF satt et slikt minstekrav til en dimensjonerende avstivningskapasitet lik 3 kN/m målt i henhold til prøvemetode NT Build 362 eller tilsvarende metode. I tillegg er det krav til stivhet (maks. deformasjon).

Nytt spørsmål:

Vi søker etter litteratur som forklarer framgangsmåten mtp. opplæring i det å bruke prøving ifm. dimensjonering/prosjektering.

Her har vi prøvd alle dei konkatpunkta vi kan komme på, til og med biblioteket melder pass, men hadde dokke som tips til aktuelle ressursar.

Kjenner dokke til relevant litteratur ift. vårt behov?

Svar fra Jarle Bjørgan, 05.05.2021:

Takk for din henvendelse, har dessverre ingen umiddelbare tips, vi har ikke anledning til å hjelpe deg videre i ditt litteratursøk.

Universitetsbiblioteket, Gjøvik:

Veiledningstime avtalt på Teams 04.05.2021, kl 1300-1318 med Andreas Fagervik:

Input sendt utveksla med Andreas på forhånd:

29.04.2021, til Andreas:

Det vi søker etter av litteratur: Om det finns læremidler/opplæringsmateriell/forklaring på hvordan prosjektere/dimensjonere vha. prøving.

Vi finner konkrete prøvestandarder som gjelder prøving av heilt spesifikke forhold som produkter, samanføyninger, moduler eller liknande. Vi leser også i Eurokode korleis standarden spesifiserer generelle forutsetningar for å gjennomføre prøving.

Det vi saknar, og fortsatt leiter etter, er ein god forklaring på framgangsmåten. Altså om det finns eit læreverk/rapport/metodebeskrivelse eller anna som er mynta på opplæring i desse metodane.

30.04.2021, fra Andreas:

Takk for info.

Dere er altså på jakt etter en noe som forklarer fremgangsmåten mtp. opplæring i metodene.

Intuitivt tenker jeg at kanskje Byggforskserien kan være en naturlig plass å lete (her har dog ikke NTNU en avtale, så tilgang må dessverre kjøpes selv – tror de har studentpriser). Har dere sett der?

Ellers kan det jo tenkes at det kan være noen lærebøker (evnt. e-bøker) som har noe slikt innhold.

Kan også være noen fagartikler som kan være aktuelle.

Hva gjelder forskningsartikler, så vil de naturligvis ha et metode kpt., men her beskrives ofte fremgangsmåten og hvilke metoder som har blitt brukt spesifikt.

Et annet moment her, som du også nevner, er Eurokode og de standarder, lover og regler som gjelder i Norge. Dette vil begrense søkeområdet ved at dere i søket antagelig bør ekskludere litteratur som er fra f.eks. USA (er vel andre regler osv. som gjelder der).

04.05.2021, oppsummert etter møtet:

I forkant av veiledningstimen hadde vi sendt over informasjon på epost om kva vi søker etter og kva søk vi har prøvd sjølve, både stader å søke og søkeord. Epostkorrespondanse er klippt inn nederst i dokumentet.

Det vi søker etter kort oppsummert:

«...noe som forklarer fremgangsmåten mtp. opplæring i metodene»

Metodene = dimensjonering/prosjektering vha. prøving

Basert på våre input hadde Andreas gjort noko forarbeid før møtet, utan å finne konkret litteratur som passer vårt behov. Etter eige utsagn:

«Finns veldig lite om opplæring...»

«Har prøvd mange triks i boka utan å finne noko særleg»

Andreas forklarer mangelen på opplæringsmateriale med bl.a.

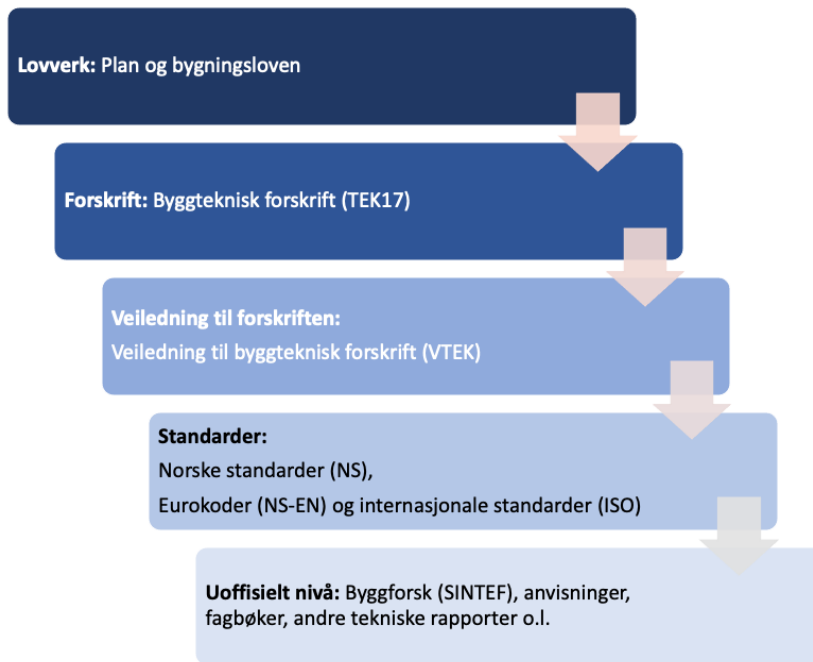
- *Oppbygginga av lovverket og regelverket på området, sjå figur på neste side. Han meiner at når det er såpass oppdelt som figuren viser og mange ulike instansar skal skrive lover, regelverk, standarder og prøveprosedyrer så er det ingen som riktig klarer å gripe fatt i og lage skikkeleg opplæringsmateriell.*
- *Dynamikken i regelverket. At oppdateringar og revisjonar i dei ulike nivåa i figuren kan gjere det utfordrande å halde opplæringsmateriellet ajour.*

Av tipsa til «andre ressursar» han kjem med snakka vi om at kanskje DiBK og ev. Standard Noreg kanskje er mest aktuelle for å finne kunnskap om metode for å utføre prøving....

...og oppsummert pr. epost fra Andreas i etterkant:

Hei,

Og takk for hyggelig møte.



Andre ressurser som kan være aktuelle i prosessen fremover:

- *Det virtuelle biblioteket (digital bibliotekskranke der du kan spørre om oppgaveskriving, kildehenvisning, lån av bøker m.m.): <https://innsida.ntnu.no/wiki/-/wiki/Norsk/Det+virtuelle+biblioteket>*
- *NTNU oppgaveskriving: <https://innsida.ntnu.no/oppgaveskriving>*
- *Oria.no (bibliotek-katalogen)*
- *Direktoratet for byggkvalitet: <https://dibk.no/>*

Databaser (hvis dere er på jakt etter forskningsartikler – tilgang via Oria.no):

- *Compendex (ingeniørfaglig)*
- *Science Direct (tverrfaglig)*

Legger også ved et kort skriv fra Norconsult (vet de har samarbeidet med NTNU) om hva som kreves når «ikke-preaksepterte» løsninger prosjekteres. Den er fra 2013 så relativt gammel, men kanskje det er noen tips der som dere kan utforske videre.

Lykke til med oppgaven.

Treteknisk:

Treteknisk fått konkret spørsmål om prøvestandard for forsøket inkludert skisser:

Svar fra Andreas Stenstad 23.04.2021:

“Jeg er litt usikker på testmetode selv”.

Standard Norge:

Standard Norge har fått spørsmål om de kan henvise til litteratur som beskriver gjennomføring av dimensjonering ved prøving generelt.

Spørsmål sendt pr. epost 04.05.2021:

Vi søker etter litteratur som forklarer framgangsmåten mtp. opplæring i det å bruke prøving ifm. dimensjonering/prosjektering.

Her har vi prøvd alle dei kontaktpunkta vi kan komme på, til og med biblioteket melder pass, men hadde dokke som tips til aktuelle ressursar.

Kjenner dokke til relevant litteratur ift. vårt behov?

Ikke mottatt svar pr. 14.05.2021. (Også purret på telefon).

Informanter:

- [10] Jan Steinar Egenes, NTNU
- [11] Karl Vincent Høiseth, NTNU
- [12] Kjell Arne Malo, NTNU
- [13] Dag Robert Nettet, SINTEF Community
- [14] Jarle Bjørgan, SINTEF Community
- [15] Andreas Fagervik, NTNU
- [16] Andreas Stenstad, Treteknisk

