

Håkon Berge
Jan Tidjani Aboubacar

Evaluering av beregningsmetoder for fiberarmert betong i bruddgrensetilstand

Evaluation of Calculation Methods for Fiber-
Reinforced Concrete in Ultimate Limit State

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2023

Håkon Berge
Jan Tidjani Aboubacar

Evaluering av beregningsmetoder for fiberarmert betong i bruddgrensetilstand

Evaluation of Calculation Methods for Fiber-
Reinforced Concrete in Ultimate Limit State

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2023

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 08.06.2023	ANTALL SIDER: 85 + 33
------------------------------------	---------------------	--------------------------

TITTEL:

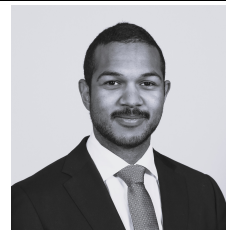
Evaluering av beregningsmetoder for fiberarmert betong i bruddgrensetilstand

Evaluation of Calculation Methods for Fiber-Reinforced Concrete in Ultimate Limit State

UTFØRT AV:

Håkon Berge

Jan Tidjani Aboubacar



SAMMENDRAG:

Denne studien inkluderer gjennomføring av flere eksperimentelle tester: 3-punkts bjelketest i henhold til NS-EN 14651, bøyetest av kvadratiske fiberarmerte plateelementer og induktiv testing av betongkuber. Betongelementene ble støpt ved bruk av ulike betong/fiberkombinasjoner, støpeorienteringer, innhold av slakkarmering og dimensjoner. Resultatene fra bjelketestene ble benyttet til å bestemme betongens reststrekkfasthet for kapasitetsberegninger. Videre ble det utført kapasitetsberegninger av elementene i henhold til Norsk Betongforenings publikasjon 38 og det nåværende utkastet av Eurokode 2 med tilhørende Anneks L. Formålet med oppgaven er å evaluere hvor godt beregningene stemmer overens med forsøksresultatene, samt identifisere faktorer som påvirker fibrenes bidrag til bæreevne.

Resultatene viser at de horisontalstøpte elementer oppnår en mer gunstig fiberorientering, og dermed høyere kapasitet enn de vertikaltstøpte elementer, der stålfibre er mer følsomme for støperetningen enn basaltfibre. Innføring av stangarmering gir en mindre gunstig fordeling og orientering av fibre, og reduserer dermed fibrenes bidrag til momentkapasiteten.

Samlet sett viser resultatene at de teoretiske beregningene i stor grad samsvarer med forsøksresultatene, og best for elementene armert med en kombinasjon av fiber- og slakkarmering. Sammenhengen mellom restbøyestrekfasthet og bruddlast viser at bjelketestene gir en god representasjon av betongens oppførsel. Imidlertid viser de induktive testene begrenset sammenheng mellom fiberorientering, fiberinnhold og restbøyestrekfasthet, og bør utforskes ytterligere.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Arbeidet med masteroppgaven har pågått fra midten av januar til den ble levert 8.juni 2023, og markerer slutten på vårt 2-årige masterprogram.

Oppgaven tar del i et større forskningsprosjekt med navn Fibercon, som ønsker å undersøke muligheten ved å bruke fiberarmert betong i bærende konstruksjonsdeler. Vi har tidligere vært gjennom tre betongdimensjoneringsfag, uten å bli introdusert for fiberarmering. Av den grunn var det spennende å få et innblikk i en ny del av betongfaget som vi tror vil bli mer og mer aktuell med tiden.

Arbeidet med masteroppgaven har vært både spennende og lærerik, og vi tar med oss masse nyttig kunnskap ut i arbeidslivet som rådgivende ingeniører. Forhåpentligvis får vi brukt nettopp denne kunnskapen om fiberarmert betong til å utarbeide bedre og mer optimaliserte løsninger, både med tanke på miljø og kostnader.

Vi ønsker å takke vår veileder, professor Terje Kanstad, og doktorgrad stipendiat Guillermo Rojas Orts, for utmerket oppfølging, gode faglige innspill og smittende engasjement gjennom oppgaven. Vi må også takke Johan Fagervold og resten av de ansatte ved NTNU's lab for god planlegging og gjennomføring av forsøkene.

Trondheim, juni 2023


Jan Tidjani Aboubacar


Håkon Berge

Abstract

The current use of fiber reinforcement is limited to structures where failure does not pose a risk of collapse, such as shotcrete and ground slabs. Fiber reinforcement has great potential and can contribute to more optimized solutions in terms of environmental and economic considerations. Therefore, extensive research has been conducted in recent years to investigate the possibility of expanding the use of fiber reinforcement to load-bearing structural elements. This master's thesis is part of a larger research project called *FiberCon*. Contractors, developers and consultants in the concrete industry participate in the research, with the goal of value creation and contribution to reduce carbon emissions from the construction industry.

The Norwegian Concrete Association's publication 38: *Fiber-reinforced concrete in load-bearing structures* (NB38) is currently the only Norwegian guideline for the design of fiber-reinforced concrete. Work is also underway to revise Eurocode 2, where a new annex addresses fiber reinforcement (Fpr 1992-1-1, Annex L).

During the work on this thesis, experiments were conducted on 16 square fiber-reinforced concrete elements subjected to concentrated loads, inducing bending moments. The elements were cast using different casting methods and designs, with various variations including concrete/fiber combinations, casting orientation, with/without steel bar reinforcement and element dimensions. The tensile properties (residual flexural tensile strength) of the different concrete batches used in the experiment were determined through 3-point bending tests according to *NS-EN 14651*. Inductive tests were also conducted on cubes cut from the beam specimens to evaluate the relationship between residual flexural tensile strength, fiber orientation, and fiber content.

The moment capacity was calculated according to NB38 and Annex L, and then converted to failure loads using the strip method, yield-line method, and linear elastic element methods. Capacity and theoretical ultimate load against punching shear were also calculated. The aim of the assignment is to evaluate how well the calculated ultimate load corresponds to the experiments and to identify factors that affect the contribution of fibers to the load-bearing capacity.

The theoretically calculated ultimate load based on the two publications corresponds well with the experimental results. Some elements, reinforced with a combination of fiber and rebar, exceed the measured failure loads when using yield-line theory. If only the elastic calculations are evaluated, they provide good results for these elements compared to the test results. For wall elements only reinforced with fibers the calculations were generally too conservative. None of the plates in the experiment developed punching shear failure, indicating that the capacity against punching is higher compared to moment capacity.

The results also provide clear indications of how steel reinforcement and casting methods affect fiber distribution and orientation. The contribution of fibers to load-bearing capacity decreases when bar reinforcement was introduced. Whether the elements are cast horizontally as slabs or vertically as walls also has a significant impact on fiber contribution. Horizontally cast plates got a more favorable fiber distribution and therefore higher capacity. Steel fibers appeared to be more sensitive to the casting process compared to basalt fibers. These findings align well with previous research results.

Sammendrag

Dagens bruk av fiberarmering er begrenset til konstruksjoner hvor brudd ikke forårsaker nedfallsfare, som i sprøytebetong og gulv på grunn. Fiberarmering har stort potensial og kan bidra til mer optimalisert utførelse med tanke på miljø og økonomi. Derfor har det de senere årene blitt forsket mye for å undersøke om bruken av fiberarmering også kan utvides til bærende konstruksjonsdeler. Denne masteroppgaven inngår i et større forskningsprosjekt med navn *FiberCon*. Entreprenører, byggherrer og rådgivere innenfor betongbransjen tar del i forskningen, hvor målet er å legge til rette for verdiskapning og være bidragsytende til å kutte klimautslipp i byggindustrien.

Norsk betongforenings publikasjon 38: *fiberarmert betong i bærende konstruksjoner* (NB38) er i dag eneste norske retningslinjer for prosjektering av fiberarmert betong. Det arbeides også med en revisjon av Eurokode 2, hvor et nytt tilhørende anneks omhandler fiberarmering (Fpr 1992-1-1, Annex L).

Gjennom arbeidet med oppgaven er det gjennomført forsøk av 16 kvadratiske fiberarmerte betongelementer utsatt for bøyemoment. Elementene er støpt etter forskjellig støpemetode og utforming, hvor ulike variasjoner er: betong/fiberkombinasjon, støpeorientering, med/uten stangarmering og elementdimensjon. Strekkeegenskapene (restbøyestrekfastheten) til de forskjellige betongbatchene benyttet i forsøket, er bestemt med 3-punkts bjelketest iht. *NS-EN 14651*. Det er også gjennomført induktive tester av kuber skåret fra bjelkeneprøvene for å evaluere sammenheng mellom restbøyestrekfasthet, fiberorientering og fiberinnhold.

Momentkapasiteten er beregnet etter NB38 og Anneks L, og er deretter regnet om til teoretisk bruddlast ved hjelp av stripe-, flytlinje-, og lineærelastisk elementmetode. Det er også beregnet kapasitet og teoretisk bruddlast mot gjennomlokking. Målet med oppgaven er å evaluere hvor godt beregnet bruddlast stemmer med forsøkene og hvilke faktorer som påvirker fibrenes bidrag til bæreevne.

Teoretisk bruddlast fra bøyemoment beregnet etter de to publikasjonene stemmer godt overens med forsøksresultatene. Ved bruk av bruddlinjeteori overstiger enkelte elementer, armert med en kombinasjon av fiber- og stangarmering, målt bruddlast. Om man kun evaluerer de elastiske beregningene gir også disse elementene gode svar sammenlignet med testresultatene. For veggelementer kun armert med fiber er beregningene generelt for konservative. Ingen av platene i forsøket utviklet gjennomlokkingsbrudd og resultatene viser derfor at kapasiteten mot gjennomlokking er høyere enn for moment.

Resultatene gir også tydelige indikasjoner på hvordan stangarmering og støpemetodene påvirker fiberfordeling og fiberorientering. Fibrenes bidrag til bæreevne reduseres når slakkarmering introduseres. Hvorvidt elementene er støpt horisontalt som plate eller vertikalt som vegg, har også betydelig innvirkning på fiberbidraget. Her er det tydelig at horisontalt støpte plater får en mer gunstig fiberfordeling og derav høyere kapasitet. Stålfibre virker til å være mer sensitive for støpeorientering sammenlignet med basaltfibre. Disse funnene stemmer godt overens med resultater fra tidligere forskning.

Innhold

Forord	i
Abstract	ii
Sammendrag	iii
Forkortelser	vi
1 Introduksjon	1
2 Teori	2
2.1 Selvkomprimerende betong	2
2.2 Gjennomlokking	2
2.3 Fiberarmering	4
2.3.1 Typer, utforming og bruddmekanismer	4
2.3.2 Restbøyestrekfasthet	5
2.3.3 Materialelegenskaper	6
2.3.4 Stålfiber	7
2.3.5 Basaltfiber	7
2.3.6 Fiberorientering	8
2.3.7 Bruksområder	11
2.4 Konstruksjonsanalyse	12
2.4.1 Stripemetode	12
2.4.2 Bruddlinjemetode	14
2.4.3 Elementmetode	17
3 Metode	18
3.1 Bestemmelse av restbøyestrekfasthet etter NS-EN 14651	18
3.2 Laboratorieforsøk	20
3.2.1 Støp og lagring av plater	20
3.2.2 3-punkts bjelketest etter NS-EN 14651	22
3.2.3 Testoppsett for plater	23
3.2.4 Induktiv test	26
3.3 Beregningsmodell etter NB38	28
3.3.1 Designverdier for reststrekfasthet	28
3.3.2 Moment	29
3.3.3 Skjær	30
3.3.4 Gjennomlokking	31
3.3.5 Minimumsarmering	32
3.4 Beregningsmodell etter EC2 Annek L	33
3.4.1 Designverdier for reststrekfasthet	33
3.4.2 Moment	34
3.4.3 Skjær	34
3.4.4 Gjennomlokking	36
3.4.5 Minimumsarmering	36
3.5 Grunnlag for kapasitetsberegninger	37
3.5.1 Moment	37

3.5.2	Gjennomlokking	40
4	Resultat	41
4.1	NS-EN 14651: 3-punkts bjelketest	42
4.2	Platetester	45
4.2.1	Bruddlast	45
4.2.2	Last og deformasjon	46
4.2.3	Bruddmønster	53
4.3	Induktiv test	57
4.4	Kapasitetsberegninger	59
4.4.1	Moment	59
4.4.2	Skjær og gjennomlokking	66
4.5	Effekt av stangarmering og støpeorientering	68
5	Diskusjon	72
5.1	3-punkts bjelketest	72
5.2	Platetester	73
5.2.1	Testtrigg	73
5.2.2	Last og deformasjon	74
5.2.3	Bruddmønster	75
5.3	Induktiv test	76
5.4	Kapasitetsberegninger	77
5.4.1	Moment	77
5.4.2	Skjær og gjennomlokking	79
5.5	Effekt av stangarmering og støpeorientering	80
6	Konklusjon	81
7	Forslag til videre arbeid	82
	Referanser	83
	Vedleggsliste	85
	Vedlegg A - Betongresept Betong Øst	1
	Vedlegg B - <i>As built</i> tegninger	2
	Vedlegg C - Resultater fra trykktest for bestemmelse av betongfasthet	3
	Vedlegg D - Beregningseksempel momentkapasitet	4
	Vedlegg E - Beregningseksempel stripe-, flytlinje- og elementmetode	19
	Vedlegg F - Oversikt beregnet momentkapasitet	22
	Vedlegg G - Oversikt stripemetode beregninger	26
	Vedlegg H - Oversikt bruddlinje beregninger	27
	Vedlegg I - Oversikt gjennomlokkings beregninger	28
	Vedlegg J - Skaleringsfaktor vegg/plate	33

Forkortelser

En liste over forkortelsene som brukt i alfabetisk rekkefølge.

- **CC** Senteravstand
- **CMOD** Crack Mouth Opening Displacement
- **CV** Coefficient of variation (Variasjonskoeffisient)
- **EC2** Eurocode 2 (Eurokode 2)
- **FEM** Finite Element Method (Elementmetode)
- **FIB** Fédération internationale du béton (Den internasjonale betongforeningen)
- **LVDT** Linear variable differential transformer
- **NB38** Norsk Betongforening - publikasjon 38
- **NTNU** Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
- **OK** Overkant
- **SFRC** Steel Fiber Reinforced Concrete (Stålfiberarmert betong)
- **SKB** Selvkomprimerende betong
- **SLS** Serviceability Limit State (Bruksgrensetilstand)
- **UK** Underkant
- **ULS** Ultimate Limit State (Bruddgrensetilstand)
- **Ø** Diameter

1 Introduksjon

Betong er et materiale med høy trykkfasthet, men lav strekkfastheten. Når den utsettes for strekk oppstår det riss allerede ved små spenninger. Alene har den opprisset betongen liten strekkfasthet og er utsatt for sprø bruddformer. For å øke strekkkapasiteten og gjøre materialet mer duktilt, plasseres armering i strekksonen. Normalt brukes konvensjonell slakkarmering og/eller spennarmering, men et annet alternativ er fiberarmering. Fibrene virker i prinsipp på samme måte som slakkarmering, ved at den er en brobygger over rissene og på den måten overfører strekkspenningene.

I dag brukes fiberarmering først og fremst til ikke-bærende konstruksjon. Økt bruk av fiberarmert betong i flere typer konstruksjoner er likevel svært aktuelt på grunn av økende krav til rasjonell utførelse, samt HMS-forhold for jernbindere og mangel på arbeidskraft [1]. Forskning viser at omtrent 40 % av totalkostnadene til et betongbygg er knyttet til arbeidstimer, og store deler av dette igjen knyttet armeringsarbeid [2]. I motsetning til konvensjonell slakkarmering, blandes fibrene direkte inn i betongenblandingen før den støpes, og krever derfor mindre arbeid på byggeplassen. Ved å i større grad ta i bruk fiberarmering kan mengden stangarmering og dermed behov for arbeidskraft reduseres.

Per i dag finnes det ikke regler for fiberarmert betong beskrevet i den norske betongstandarden *NS-EN 1992-1-1 (EC2)* [3]. Selv om det finnes en rekke internasjonale regelverk, har det frem til 2020 ikke vært et regelverk eller retningslinjer som har dekket det norske behovet helt. I 2020 publiserte den Norske Betongforeningen *Publikasjon 38: fiberarmert betong i bærende konstruksjoner (NB38)* [1]. Dette er et nasjonalt dokument som inneholder retningslinjer som sikrer faglig forsvarlig prosjektering, utførelse og kontroll av lastbærende konstruksjoner med fiberarmert betong i henhold til gjeldende regelverk. Dette inkluderer både stål- og polymerfibre.

I dag pågår arbeidet med utarbeidelse av en ny versjon av EC2. Denne versjonen skal inneholde et eget tillegg (Anneks L) med regler for dimensjonering av stålfiberarmerte betongkonstruksjoner. Per nå foreligger det et utkast til Anneks L med et tilhørende bakgrunnsdokument. Formålet med denne oppgaven er å evaluere dimensjoneringsprinsippene ved å sammenligne hvor godt reglene i både Anneks L og NB38 samsvarer med fiberbetongens faktiske oppførsel i bøyetestet av plater.

Denne oppgaven inngår i et større forskningsprosjekt ved navn FiberCon. Dr.techn. Olav Olsen AS sammen med universiteter og en rekke bedrifter innen betongbransjen har etablert prosjektet for å forske på fiberarmert betong i bærende konstruksjoner. Forskningen har et budsjett på 20 millioner NOK og har en tidramme på 4 år, fra 2021 - 2025. Hovedmålet til FiberCon er å legge til rette for verdiskapning, for norske bedrifter, tilsvarende 500 millioner NOK. Prosjektet skal også bidra til å redusere klimagass utslipp med 35% innen 2030. Dette skal oppnås ved hjelp av mer optimaliserte løsninger, hvor egenskapene til fiberarmering utnyttes og er en del av løsningen [4].

I april 2023 ble 16 fiberarmerte plater og veggskiver med- og uten slakkarmering testet på NTNUs lab på Gløshaugen. Formålet med forsøket er å undersøke de ulike platenes momentkapasitet. I forkant av plate-testene gjennomførte SINTEF 3-punkts bjelketest for å bestemme restbøystrekkfastheten til betongen. Fra bjelketestene ble det skåret ut testkuber for induktiv testing. Her ble det forsøkt å avdekke sammenhenger mellom restbøystrekkfasthet, fiberorientering og fiberinnhold. I tillegg til labforsøkene er det gjort kapasitetsberegninger i henhold til både NB38 og EC2 Anneks L. Deretter er resultatene fra testene og de ulike beregningene evaluert og sammenlignet.

2 Teori

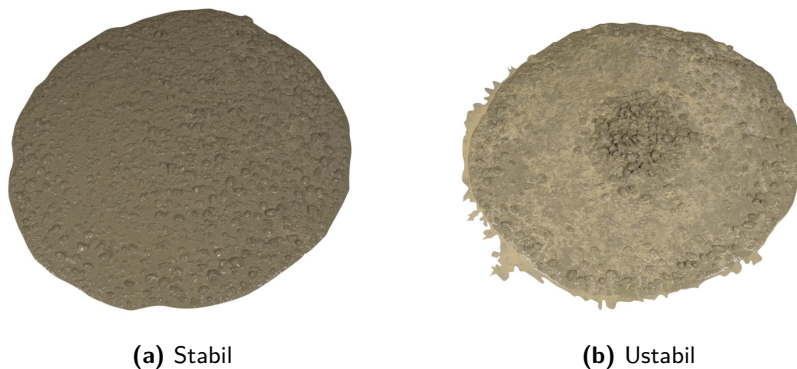
Dette kapitlet gir en oversikt over relevant teori som er benyttet i arbeidet med oppgaven. Kapitlet omhandler noe betongteknologi, gjennomlokking i betongplater, fiberarmering og konstruksjonsanalyse. For fiberarmerings presenteres blant annet egenskaper, virkemåte, bruksområder, samt hvilke typer som finnes. Konstruksjonsanalysen tar for seg noen metoder som brukes for å beregne laster og momenter i plater, og inkluderer stripemetode, bruddlinjemetode og elementmetode. Den presenterte teorien danner grunnlaget for å oppnå og analysere resultatene i oppgaven.

2.1 Selvkomprimerende betong

En av de viktigste parametrene for å oppnå tiltenkt styrke og bestandighet er kompakheden til betong. I nylagt ferskbetong kan det oppstå luftbobler som vil gjøre den herdede betongen mer porøs. Derfor er det vanligvis behov for vibrering for å fjerne luftbobler. Problemet er at det er vanskelig å kontrollere på byggeplass om behandlingen med vibrasjon er gjennomført tilstrekkelig. Derfor har industrien etterspurt betong som ikke krever vibrering [5].

Selvkomprimerende betong (SKB) er betong tilsatt superplastiserende tilsetningsstoffer. Dette gjør at betongen blir mer flytende og fjerner behovet for vibrering under støping. For å måle ferskbetongens støpelighet/flyteegenskaper benyttes en synk test. Diameteren på Utbredelsen etter synk test skal for SKB minst være 650 mm. Det mest brukte superplastiserende tilsetningsstoffet i Norge er polycarboxylate, hvor doseringen ligger mellom $1\text{-}7\text{kg/m}^3$ [6].

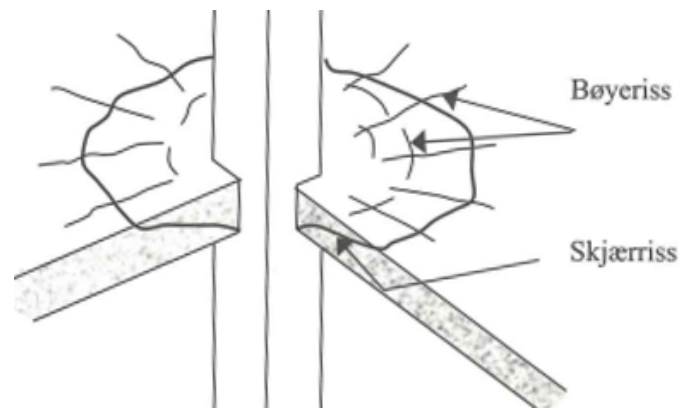
Det finnes flere forskjellige resepter for SKB som gir forskjellige flyteegenskaper. Det skilles mellom "stabil" og "ustabil" blanding, hvor forskjellene kan sees visuelt ved en utbredelsestest. I den stabile blandingen er tilslaget spredd homogent i betongblandingen og det er ikke synlig betonglim utenfor resten av betongen, figur 2.1.1a. Den ustabile blandingen er derimot så tyntflytende at det største tilslaget samles i midten og man kan observere sementlim utenfor resten av betongen, figur 2.1.1b [7].



Figur 2.1.1: Utbredelse av "stabil" og "ustabil" SKB [7].

2.2 Gjennomlokking

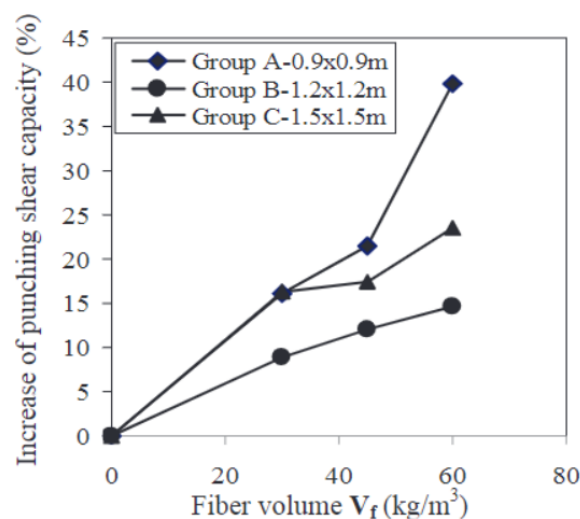
Gjennomlokking er en bruddform som oppstår ved konsentrerte laster, som ved forbindelse mellom plate og søyle, hvor lokale skjærkrefter per lengdeenhet rundt søyla kan bli store. Ved denne typen brudd trykkes det ut et kjegleformet tverrsnitt som vist på figur 2.2.1. Gjennomlokking er en sprø bruddform som kan forekomme uten observerbare indikasjoner, og er derfor spesielt viktig å kontrollere. Det finnes flere metoder for å øke tverrsnittets skjærkapasitet. For eksempel ved å benytte skjærarmering, øke platetykkelsen, øke kontaktflaten, høyere betongkvalitet, øke mengden slakkarmering eller å benytte stålfiber.



Figur 2.2.1: Gjennomlokkingsbrudd i dekke rundt søyle [8].

Ved dimensjonering av gjennomlokking kontrolleres det at skjærkapasiteten er større eller lik de opptredende spenningene langs et kontrollsnitt et stykke fra søylen. De opptredende spenningene kan komme av ren trykkraft normalt på platen som gir konstante spenning langs kontrollsnittet, eller som en kombinasjon av trykk og ubalansert moment hvor momentet gir tilleggsspenninger. Konsentrerte laster i hjørner og langs platens kant er ofte mer utsatt for denne typen brudd [8].

Forskning har vist at bruk av betong armert med stålfiber har betydelig effekt på gjennomlokkingskapasitet. En publikasjon fra universitetet HCMUT [9] ble 12 stålfiberarmerte plater testet for gjennomlokking. Det ble testet tre plater av hver av dimensjonene 0.9×0.9 m, 1.2×1.2 m og 1.5×1.5 m. Alle platene hadde en tykkelse på 125 mm og et armeringsforhold $\rho = 0,0066$. Platene ble utsatt for konsentrert last i senter av platene og fritt opplagt langs de fire kantene. Det ble brukt fire forskjellige doseringer av fiber på 0, 30, 45 og 60 kg/m^3 . Resultatene viser at at stålfibrene øker tverrsnittets duktilitet og reduserer rissvidden i SLS med opp til 70%. Kapasiteten mot gjennomlokking øker proporsjonalt med fibermengden i betongen. Figur 2.2.2, viser hvordan økt fibervolum gir økt skjærkapasitet målt i % hvor platene uten stålfiber er brukt som referanse.



Figur 2.2.2: Kapasitet mot gjennomlokking ved økende fibervolum [9].

2.3 Fiberarmering

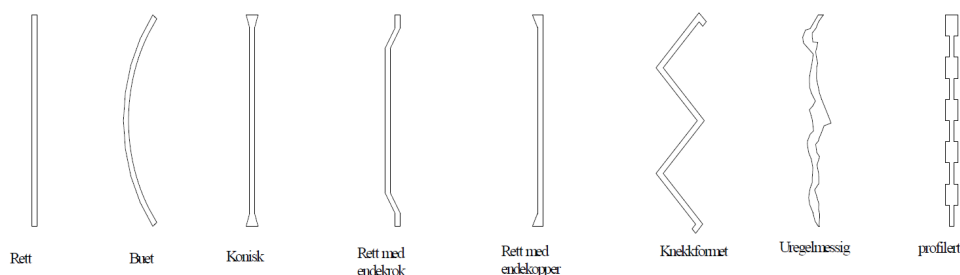
Fiberarmert betong er betong tilsatt små fibre, med hensikt å øke betongens evne til å ta opp strekkspenninger. Hovedfordelen med fibre er deres evne til å overføre spenningene over riss, samtidig som de øker betongens seighet og duktilitet [10]. For bærende konstruksjoner er fiberarmering i dag først og fremst brukt i kombinasjon med tradisjonell stangarmering og/eller spennarmering. En slik kombinasjon kan gi gode løsninger med tanke på både kapasitet og duktilitet. Fibrene vil ta over noe av spenningen i stangarmeringen, som reduserer tøyningene. Dette er med på å redusere rissviddene, som er gunstig for bruksgrensekrav og bestandighet. Fiber øker også betongens momentkapasitet i ULS.

Forsøk har likevel vist at det i flere tilfeller er mulig å oppnå nødvendig kapasitet utelukkende med bruk av fiberarmering, avhengig av lastbildet og kreftene konstruksjonen utsettes for. Selv om kapasiteten i seg selv kan være tilstrekkelig kun med fiberarmering får tverrsnittet en lavere duktilitet i fraværet av konvensjonell armering, som igjen gjør det utsatt for sprø bruddformer. For å oppnå et duktilt tverrsnitt må armeringsmengden være så stor at et risset snitt er sterkere enn en urisset [1]. For å oppnå dette utelukkende med bruk av fiberarmering, kreves det store doseringsmengder, som igjen gir utfordringer knyttet til betongteknologi og støpelighet.

Ulike fiber krever ulike rissvidder for å overføre spenninger. Det betyr at det i konstruksjoner hvor krav til rissvidde er dimensjonerende bør benyttes ulike fiberutforming enn om opptak av maksimale spenninger er ønsket egenskap. Valg av fibertype og dosering for ulike konstruksjoner må vurderes i hvert enkelt tilfelle. I tillegg til type og dosering er også betongfastheten en viktig faktor for heften mellom fiber og betong.

2.3.1 Typer, utforming og bruddmekanismer

Fiber produseres i ulike materialer, der de vanligste er stål, glass, karbon, polyvinyl alkohol (PVA), polypropylene (PP) og cellulose. For bærende konstruksjoner er det hovedsaklig stålfiber, polymerfiber og ulike komposittfibre som er mest aktuelle, hvorav stål er mest utbredt. Fibre kommer også med ulike former, tverrsnitt og størrelse. Formen er rett eller bøyd med eller uten endekroker, og tverrsnittet er som regel sirkulært eller rektangulært. Fibrenes type og form påvirker stor grad hvor store spenningen som kan overføres. Spesifikasjoner til form og toleranse for stål- og polymerfibre er beskrevet i henholdsvis *NS-EN 14889-1* [11] og *NS-EN 14889-2* [12].



Figur 2.3.1: Noen vanlige fiberformer [13]

Som nevnt er duktilitet en sentral del i dimensjoneringen av betong. En viktig faktor for å sikre tilstrekkelig duktilitet i fiberarmert betong, er fibrenes bruddmekanisme. Det er tre bruddmekanismer som kan begrense de maksimale fiberspenningene:

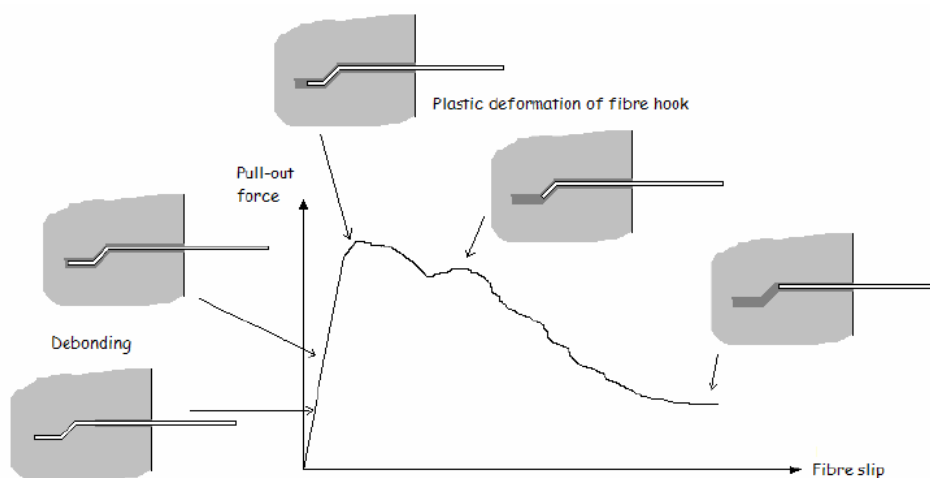
- Fiberbrudd
- Fiberutglidning i betongen
- Kjegleformet utrivning i betongen

Det er igjen tre hovedparametere som bestemmer mekanismen:

- Fibrenes strekkfasthet
- Heft mellom fiber og betong
- Betongfasthet

Det er gjort flere forsøk for å finne bruddmekanismene for fiber av ulike materialer og form. Sandbakk [14] har utført uttrekksprøver av enkeltfiber med ulike materialer og form i forskjellige betongsammensetninger med ulik innstøpningslengde. For å oppnå brudd i fiberen må innstøpningslengden l_b være så lang at fiberen ikke glir ut før det oppnår bruddspenning. Normalt er innstøpningslengden for fiber $l_b < l_{crit}$, slik at fiberbrudd ikke blir gjeldende mekanisme. Fiberen vil da bli dratt ut av betongen før det går til brudd. Kraften som kreves for å rive ut fiberen avhenger da av heften mellom fiber og betong. For fiber med endekrok vil spenningene som kreves for å deformere endekroken dominere over heftespenningene mellom fiber og betong, noe som fører til at den nødvendige innstøpningslengden er kortere enn for fiber uten endekrok. I stålfiberarmerte konstruksjoner er fiber med endekrok mest aktuelle.

For fiber med endekroken må endekroken deformeres og rettes før fiberen glir ut. Figur 2.3.2 viser sammenhengen mellom uttrekkskraft og fiberutglidning for et stålfiber av typen HE. En ser her at ved utglidning må kraften være så stor at endekroken deformeres før fiberen dras ut. Polymer- og basaltfiber produseres normalt uten endekrok. Dette gjør at disse, ved normal betongfasthet og fiberlengde, vil gli ut før de rives av.



Figur 2.3.2: Deformering av fiber med endekrok [10].

Den siste bruddformen, utriving av betong, kan oppstå når det er flere nærliggende fiber som virker sammen over samme snitt. Spenningene i betongen blir da for store før enten utglidning- eller avriving av fiber skjer. Dette er en sprø bruddform, og må derfor unngås. Sannsynligheten for denne bruddmekanismen vokser med økt fiberinnhold [10]. Betongfastheten vil i stor grad påvirke uttrekkskapasiteten til fibre. Økt betongfasthet henger sammen med økt mengde finstoff i betongen. Større mengder finstoff gir økt heft mellom fiber og betong.

2.3.2 Restbøyestrekkefasthet

Fiberbetongens *restbøyestrekkefasthet* er en materialparameter som beskriver hvor mye strekkkapasitet det fiberarmerte tverrsnittet har etter opprissing. Restbøyestrekkefasthet bestemmes fra bøyemomentet i standardiserte prøvebjelker ved aktuelle rissvidder i underkant av testbjelken. For å kunne klassifisere fiberarmert betong sorteres det inn *restfasthetsklasser* og *duktilitetsklasser*. Klassene angir karakteristisk restbøyestrekkefasthet, hhv. $f_{R,1K}$ og $f_{R,3K}$. Disse verdiene brukes videre for å beregne fibrenes bidrag til kapasiteten i SLS og ULS. Beskrivelse av testmetode og fastsetting av karakteristiske og dimensjonerende verdier av restbøyestrekkefastheten beskrives nærmere i kapittel 3.1. For klassifisering av fiberarmert betong inkluderes restfasthets- og duktilitetsklassen. Et eksempel er: B35 M60 R5,0c der:

- B35 - Betongens fasthetsklasse
- M60 - Betongens bestandighetsklasse
- R5.0 - Restfasthetsklasse
- c - Duktilitetsklasse

Både NB38 og Tillegg L stiller et minstekrav for å kunne utnytte fiberbetong til bærende konstruksjoner. Det kreves at karakteristisk strekkfasthet ved rissvidde 0.5 mm ($f_{R,1K}$) skal tilsvare minimum 50 % av betongens karakteristiske reststrekkfasthet:

$$\frac{f_{R,1K}}{f_{ctk,0.05}} \geq 0.5 \quad (2.1)$$

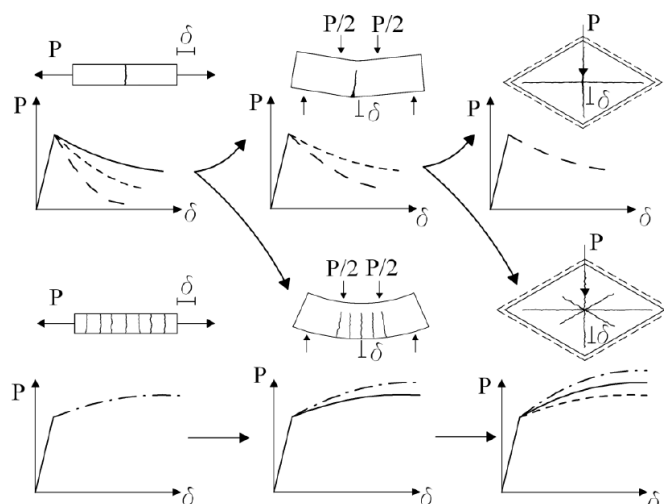
Tabell 2.3.1: Laveste restfasthetsklasse for forskjellige betongfasthetsklasser.

Restfasthetsklasse	Betongfasthetsklasse
R1.0	B12-B30
R2.0	B35-B55
R3.0	B60-B90

2.3.3 Materialegenskaper

Tilsetning av moderate mengder fiber vil generelt ikke påvirke betongens trykkfasthet, strekkfasthet eller E-modul i særlig grad. Tilsetning av fiber vil likevel være med på å gi mer duktile bruddformer også i trykk. I betong med høyt sementinnhold er det påvist at store fibermengder kan øke strekkfastheten betydelig, men for normale fibermengder er dette bidraget til strekkfastheten neglisjerbart for spenningstoppene [10]. På grunn av dette brukes betongens materialparametere fra direkte fra EC2 ved dimensjonering av fiberarmert betong.

Fordelene med fiberarmering kommer først og fremst i moment og skjær. I bøyning fører fiberene til omfordeling av spenninger etter opprissing. Dette gjør at momentkapasiteten til et fiberarmert betong er større enn for et uarmert tverrsnitt. Det er også grundig dokumentert at stålfiberarmering øker kapasiteten mot skjærbrudd og gjennomlokking [1]. Betongens oppførsel etter riss kategoriseres inn i to grupper, mykning (softening) og fastning (hardening). Responsen til elementer utsatt for aksial strekk- og bøyelast er vist i Figur 2.3.3 (øverste rad mykning og nederste rad fastning). Ved mykning er fibermengden så lav at betongen ikke tåler større last etter opprissing. Denne oppførselen skjer ved normale fibermengder (< 1%). Da kan skaden lokaliseres øyeblikkelig etter første riss. Ved større fibermengder vil betongen tåle større last etter opprissing og det oppstår ofte flere riss [10].



Figur 2.3.3: Ulik respons for fiberarmerte elementer som har en mykende eller fastende oppførsel under aksial strekk- eller bøyelaster [15].

2.3.4 Stålfiber

Stålfibrene som brukes i bærende konstruksjoner er som regel tynne og i høyfast stål. Norsk Betongforening anbefaler bruk av stålfiber med endeforankring, lengde i området 30-60 mm, lengde/diameter-forhold i området 50-80 og flytegrense over 1000 MPa. For makro polymerfiber anbefales lengde i området 30-60mm og lengde/diameter-forhold i området 50-80. Det anbefales å bruke polymerfiber med E-modul over 5000 MPa. For dimensjonering etter NB38 er det kun stålfiber som kan medregnes til å gi økt skjærkapasitet, mens Anneks L utelukkende gjelder for stålfiber. For bærende konstruksjoner er det stål som er det mest aktuelle fibermaterialet. Stål er brukt i større grad enn polymer- og komposittmaterialer i bærende konstruksjoner, og flere av dets egenskaper er godt dokumentert. Dette omfatter blant annet egenskaper under langtidslast og temperaturbestandighet.

Stålfiber klassifiseres inn i fem grupper, se tabell 2.3.2. Den mest vanlige fiberklassen benyttet i betongkonstruksjoner er kaldtrukket ståltråd [13]. Formen på fiberen bestemmes av produksjonsmetoden. Moderat fibermengde for stålfiber er 20-60 kg/m³, som tilsvarer en volumprosent < 1 %. Med en fibermengde i dette området vil fibrene gi reduserte rissavstander, rissvidder og økt momentkapasitet.

Tabell 2.3.2: Klassifisering av- og fremstillingsmåte for stålfiber

Klasse	Fremstillingsmåte
I	Kaldstrukket ståltråd
II	Stanset fra stålplate
III	Smelteslagg
IV	Splittet kaldstrukket ståltråd
V	Frest fra stålblockk

2.3.5 Basaltfiber

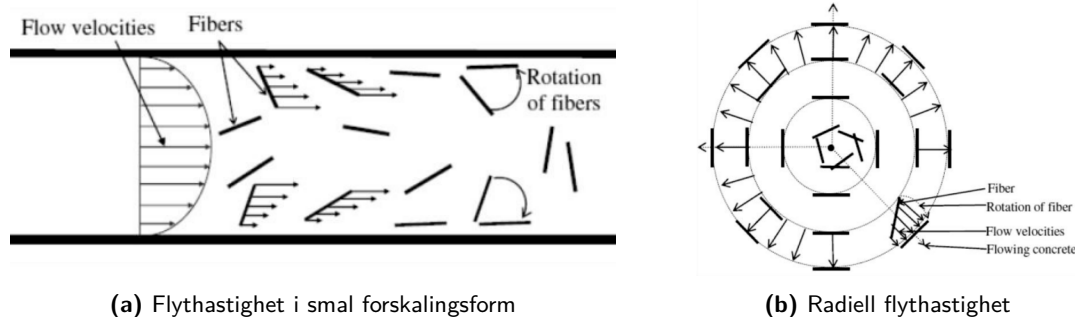
Basaltfibre er laget av et naturlig materialet kalt basalt, som er en mørk finkornet vulkansk stein. Basalt korroderer ikke og er bestandig for alkalisk nedbrytning, som sammen med den høye strekkfastheten gjør materialet godt egnet som fiberarmering. I produksjon av basaltfiber varmes knust basalt opp til smeltepunktet på 1450°C og formes til tynne tråder [16]. Det ferdige produktet består av flere slike tråder som er tvunnet sammen og limt med epoxy. ReforceTech er ledende på basaltfibre i Norge med deres produkt minibars, vist i figur 2.3.4. Minibar har densitet og E-modul i nærheten av betong og har en bruddspenning på 1000 MPa. Anbefalt doseringsmengde er tilsvarende som for stålfibre opp til 1,0 volumprosent, men siden densiteten er mye lavere enn stål utgjør vekten en mindre andel. En normal fiberdosering for basaltfiber utgjør < 10 kg/m³ [17]. Selv om basalt i seg selv har høy motstand mot varme, stilles det noen spørsmål til smeltepunktet i epoxyen og hvordan dette påvirker materialegenskapene når det blir utsatt for høye temperaturer. Det mangler også forståelse om kryp med langvarig last og om skjærkapasitet. Derfor er det ikke tilstrekkelig forskning for å lage standardiserte beregningsregler. Det er ikke tillatt å medregne økt kapasitet fra basaltfiber verken i NB38 eller Anneks L [1].



Figur 2.3.4: Minibar basaltfiber med diameter 0,65 mm og lengde 55 mm [17].

2.3.6 Fiberorientering

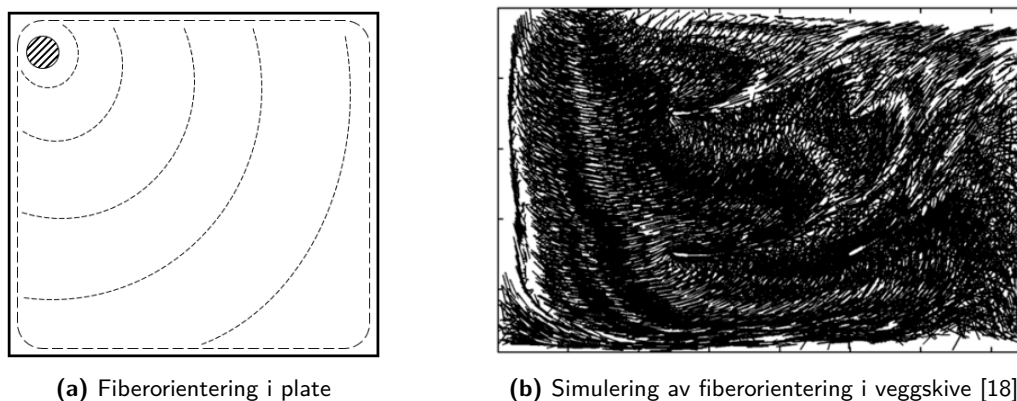
Fibrenes orientering påvirkes i stor grad av flythastigheten til ferskbetongen under støp. Det vil oppstå friksjon/skjærspenninger mellom den flytende betongen og forskalingen. Dette medfører at flythastigheten avtar i nærheten av forskalingen. Figur 2.3.5a viser flythastighetsfordelingen i en smal forskalingsform. Her er hastigheten høyest i midten og avtar ut mot støpeformens langsider. Forskjellen i flythastighet gjør at fibre blir utsatt for moment og roterer til de ligger parallelt med forskalingen. Dette fenomenet gjelder også for større elementer, men her påvirkes kun fibre som ligger nær forskalingen. I en plate hvor det oppstår radiell flyt ut fra støpepunktet vil fibre orientere seg vinkelrett på flyttretningen, vist i figur 2.3.5b. Flythastigheten avtar med økende avstand fra støpepunktet. Derfor vil deler av fibre som ligger nærmere støpepunktet få større fart og dermed rotere til de er i momentlikevekt [18].



Figur 2.3.5: Flythastighetsfordeling i smal forskalingsform og radielt rundt støpepunkt [18].

Ved å forstå hvilke faktorer som påvirker fiberorientering kan dette utnyttes ved å optimalisere utstøping, slik at fibrenes orientering sammenfaller med kritiske områder. Siden fibre har en tendens til å orientere seg parallelt med forskalingen vil elementets geometri ha stor påvirkning. slankere konstruksjoner, eksempelvis plater og vegger, som har en relativt liten tverrsnittstykkel i forhold til fiberlengden, får en mer 2-dimensjonal fiberorientering. Hvor utpreget planorienteringen blir er avhengig av både tverrsnittstykkel og fiberlengde. Tynnere tverrsnitt og lengre fibre, gir større planorienteringen. I massive elementer vil fibre plassere seg mer tilfeldig og materialet blir mer homogent [1].

Ved bruk av SKB har fibre en tendens til å orientere seg vinkelrett på flyttretningen til betongen. I horisontalt støpte plater, støpt fra et stasjonært punkt, vil fibre derfor orientere seg i en halvsirkel rundt støpepunktet. Pga. effekten av forskalingen vil fibre i platens ytterkant orientere seg mer parallelt med sidekantene. Begge disse effektene resulterer i fiberorienteringen vist i figur 2.3.6a, hvor den dominerende fiberretningen er vist med stiplede linjer. I vertikalt støpte vegger kan fiberorienteringen variere stort innad i elementet. Dette kan skape svake sjikt med lavere fiberinnhold og ugunstig fiberorientering som må tas hensyn til under dimensjonering [19]. Figur 2.3.6b viser en simulering av fiberorientering i en vegg.



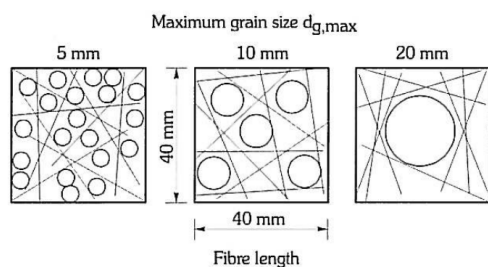
Figur 2.3.6: Fiberorientering i plate og veggskive støpt fra et punkt.

I stabil SKB hvor sementlimen er veldig tynnflytende kan stålfibre synke. I plater hvor det er gunstig å ha armeringen plassert i bunnen, for eksempel fritt opplagte plater og bjelker, vil dette kunne øke kapasiteten. Lettere fibertyper har en tendens til å flyte oppover om betongen er for ustabil. Inhomogeniteten kan skape svake sjikt med lavere fiberkonsentrasjon som kan redusere kapasiteten til konstruksjonsdelen [10].

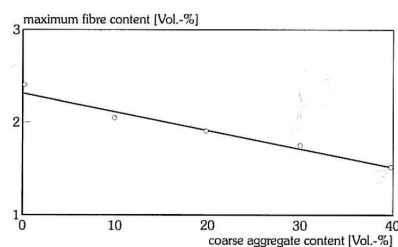
Plassering av tradisjonell armering vil påvirke betongflyten under støp og gjøre at fiberorienteringen blir mer homogen. I elementer utsatt for bøyning vil dette være en ulempe siden det i slike lasttilfeller er fordelaktig å ha mest mulig fiber orientert i plateplanet. Bearbeiding av ferskbetong ved vibrasjon brukes til å fjerne luftbobler og forsikre at betongen fyller hele forskalingsformen. Bruk av stavvibrator i fiberarmert betong kan medføre at det oppstår soner med lavere fiberkonsentrasjon. Det er derfor viktig å føre vibratoren med jevn hastighet for sikre et homogent materialet. Det kan være vanskelig å kontrollere utførelse på byggeplass, og det anbefales derfor å unngå bruk av stavvibrator der svakhetssonen uten fiber er kritiske. Her anbefales det fortrinnsvis å benytte vibrobrygge eller formvibrering. Vibrasjon kan også føre til at fibre orienterer seg mer vertikalt [1].

Fiberballing er et fenomen hvor fibre i ferskbetong klumper seg sammen og fører til en inhomogen fiberfordeling. Problemet oppstår vanligvis i oppbevaringskarret eller i pumpeslangen. For å unngå fiberballing i karet skal det verken fylles helt opp eller tømmes helt. Betongblandingen kontrolleres for fiberballing visuelt ved at betongen slippes gjennom en rist, hvor eventuelle oppsamlinger av fiber blir avdekket. Om pumpeslangen har en diameter på minimum 1,5 ganger lengden på fibre reduseres risikoen for fiberballing. I NB38 påpekes det også at største tilslag ikke skal overstige halvparten av fiberlengden [1].

Komposisjon av tilslag og største tilslagsstørrelse spiller en vesentlig rolle for både egenskapene til fersk betongens og forekomst av fiberballing. Ved økende fiberinnhold kreves det større andel fint tilslag. Figur 2.3.7a viser hvordan tilslagsstørrelsen påvirker fibre og øker sjansen for fiberballing. I et forsøk ble sammenhengen mellom fibervolum og andel grovt tilslag testet. Kritisk fibervolum ble satt til den mengden hvor fiberballing oppstod. Det ble brukt kun en tilslagsstørrelse på 10 mm og fibre hadde en lengde på 25 mm. I figur, 2.3.7b, ser man tydelig sammenhengen mellom at mer fint tilslag tillater høyere fiberinnhold før fiberballing opptrer [20].



(a) Tilslagsstørrelsens effekt på fiberorientering.



(b) Sammenheng mellom maks fiberinnhold og mengden grovt tilslag.

Figur 2.3.7: Tilslagsstørrelse og fiberinnholdets påvirkning på fiberorientering [20].

Blokkering oppstår når avstanden mellom slakkarmeringen blir for liten slik at armeringsfibre ikke får plass gjennom og blir sittende fast i armerings jernene. Dette gjør at fibre ikke blir jevnt fordelt over betongvolumet, slik at noen tverrsnitt kan ha mindre kapasitet enn hva beregninger tilsier. Tabellen 2.3.3 beskriver minimum senteravstand mellom armeringsjern for å unngå blokkering i SKB. s er minimumsavstand, l_f er fiberlengden, d_f er fibrenes diameter og m_f er fiberinnholdet. For eksempel om man bruker 60 mm fibre med diameter 0.9 mm og et fiberinnhold på 35 kg/m³, må senteravstanden mellom armeringsjernene minst være 180 mm [10].

Tabell 2.3.3: Minimum senteravstand mellom slakkarmering for å unngå blokkering [10].

s/l_f	l_f/d_f	Max m_f [kg/m ³]
≥ 3	80	30
	65	60
≥ 2	65	30
	45	60
≥ 1.5	45	30

Bestemmelse av fiberorientering

Den simpleste metoden for å bestemme fiberorientering er ved telling. Da skjæres det ut prøvestykker fra den aktuelle konstruksjonen og så telles alle fibre som krysser kuttflatene i alle retningene. Det er anbefalt å benytte middelverdien av de to motstående flatene, slik at man står igjen med en verdi per dimensjon. For stålfibre er det lett å observere visuelt hver fiber som krysser sageflaten. Telling kan både gjøres manuelt eller ved hjelp av bildeanalyse. For å bestemme fiberinnholdet knuses prøvestykket slik at betongen kan skilles fra armeringen og deretter veies. Det må bemerkes at det stilles stor usikkerhet til å bestemme fibermengde ved knusing, siden det er vanskelig å skille all betong fra fibre. Denne usikkerheten er spesielt stor for polymerfibre da disse har mye lavere egenvekt enn herdet betong. Derfor bør telling av polymerfibre gjøres i fersk betong [1].

En annen metode er Barcelona-testen. Det er en form for induktiv testing som brukes til å bestemme fiberorientering og mengden fiberinnhold i både kubiske og sylindriske prøvestykker. Denne testen er tenkt til å komplimentere bjelketesten som brukes til å fastslå reststrekkfasthet. I testen blir prøvestykket plassert i en plastikkbeholder med standardisert størrelse. Rundt beholderen er det tvunnet en tråd av enten kobber eller aluminium til en spole [21].

Når det blir satt strøm på spolen blir det laget et magnetfelt som påvirkes av stålfibre i betongen som gir endring i induktans. Strømmen i systemet endrer seg når magnetfeltet endrer seg, dette kan leses av med måleinstrumenter. Stålfibre som ligger parallelt med magnetfeltet vil påvirke spolens induktans, mens fibre som ligger normalt har ingen effekt. Ved å teste alle de tre romlige dimensjonene til en kube kan man bestemme stålfibrenes orientering. Ved å summere opp resultatene fra fiberorienteringen i alle tre dimensjoner kan testen også estimere fiberinnholdet i prøvestykket. Magnetfeltets styrke er ikke jevnt fordelt i rommet, og styrken langs prøvestykkets sider er ca 75% i forhold til senter. Dette gjør at fibre i nærheten av senter vil ha større effekt en fibre langs kantene. Dette er forsøkt løst ved å bruke en ikke uniform spole hvor magnetfeltets styrke er likere over prøvestykket. Induktiv testing er kun mulig for stålfibre, siden testen er avhengig av at armeringsmaterialet er magnetisk. [22].

2.3.7 Bruksområder

Hovedbruksområdene til fiberarmert betong er i dag gulv på grunn og sprøytebetong for bergsikring. For bærende konstruksjoner er det først og fremst kombinasjonsløsninger som har vært, og er det mest aktuelle. Et eksempel på dette er Sør Arena, der pelehodene og dekket på grunn er utført i betong armert med en kombinasjon av fiber- og slakkarmering. Entreprenørens anslag var besparelse på mellom 50 og 100 tonn armering, og ca. 10 % kostnadsbesparelse [1]. Dette viser at fiberarmering kan være med på å redusere de totale byggekostnadene for et prosjekt. Figur 2.3.8 viser dekket og pelehoder ved sør arena under bygging.

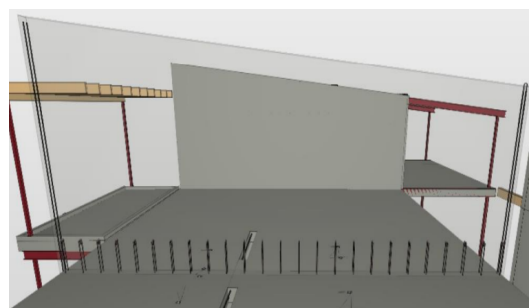


Figur 2.3.8: Sør arena i Kristiansand under bygging [1].

BRG entreprenør AS gjennomførte i 2022 et forsøk på et av sine byggeprosjekter i Grimstad. Her ble det støpt to identiske vegger på $6,75 \text{ m}^3$, en med tradisjonell slakkarmering og en med basaltfiberproduktet minibar fra Reforcetech. Fiberarmeringen ble dimensjonert etter NB38, som krever at et minimum slakkarmering skal ta opp ytre krefter med en lastfaktor på 1,0 og uten materialfaktorer. Derfor ble det i tillegg til basaltfiber brukt noe slakkarmering for å forankre veggen mot skjær til dekket under og noe for moment [23]. Figur 2.3.4 viser hvordan slakkarmeringen er plassert i de to veggene. Den slakkarmerte veggen ble armert med $\varnothing 12 \text{ cc}300$ horisontalt og $\varnothing 12 \text{ cc}400$ vertikalt, noe som tilsvarer minimumskravene i EC2. I den fiberarmerte veggen ble det tilsatt 6 kg/m^3 i tillegg til 46 $\varnothing 12$ bøylor for å ta opp skjær og 2 $\varnothing 12$ per side for å ta opp moment. På grunn av hellingen i overkant av veggen ble det besluttet å bruke standard betong istedenfor selvkomprimerende. Dette siden selvkomprimerende betong er mer flytende og dermed vanskeligere å forme etter forskalingen i toppen av veggen. Beregninger fra prosjektet viser en knapp besparelse i materiale på 74 kr/m^3 og en større besparelse i arbeidskraft på 405 kr/m^3 . Summeres total kostnadene kostet den tradisjonelt armerte veggen 2702 kr/m^3 mot 2223 kr/m^3 for basaltfiber. Dette tilsvarer en kostnadsreduksjon på 17,8%. Miljøaspektet ble også vurdert hvor veggen med fiberarmering hadde en besparelse på 30 kg CO_2 -ekvivalenter [23].



(a) Slakkarmering tilsvarende EC2 minimumskrav



(b) Basaltfiber og minimum slakkarmering etter NB38

Figur 2.3.9: BIM modell av to forskjellige armeringsløsninger [23].

2.4 Konstruksjonsanalyse

2.4.1 Stripemetode

Stripemetoden er en forenklet metode for dimensjonering av toveisplater og er beskrevet i boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen [8]. Hovedtankene bak metoden er å dele platen inn i enveisbærende striper som bærer lastene som moment i de to akseretningene i platen. Den eksakte løsningen for en plate kan beregnes med differensialligningen til plater:

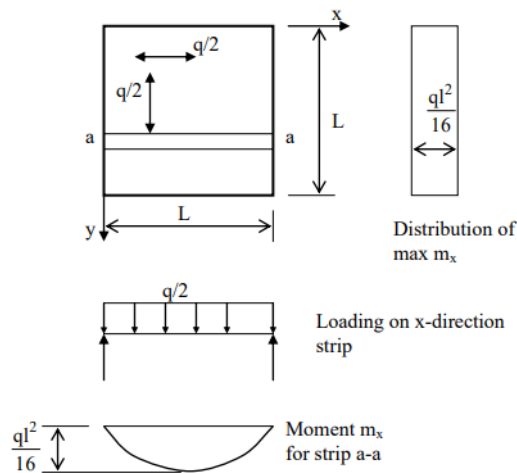
$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \cdot \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q \quad (2.2)$$

Hvor m_x og m_y er moment i x- og y-retning, m_{xy} er torsjonsmomentet og q er jevnt fordelt last. Enhver kombinasjon av m_x, m_y og m_{xy} som tilfredsstiller ligningen overalt i platen vil være en gyldig løsning for dimensjonering. Denne differentialligningen blir fort veldig vanskelig å løse når problemet blir mer komplekst i form av irregulæritet i last eller geometri. Derfor kan man tenke seg at torsjonsmomentet $m_{xy} = 0$ og at all lasten bæres som moment i x- og y-retning. Denne metoden tar ikke hensyn til omfordeling av moment og heller ikke torsjonsmoment, og vil derfor være en nedre grensemetode. Hvor beregnet kapasitet enten er korrekt eller for lav og vil derfor kunne gi større dimensjoner og/eller mer armering enn nødvendig.

En fordel med stripemetoden er at den gir en følelse av hvordan laster bæres og overføres til opplager, og kan anvendes på plater med irregulær form og randbetingelser. Metoden kan brukes på forskjellige måter avhengig av hvor optimalisert løsning enn ønsker med tanke på armeringsmengde.

Alternativ 1

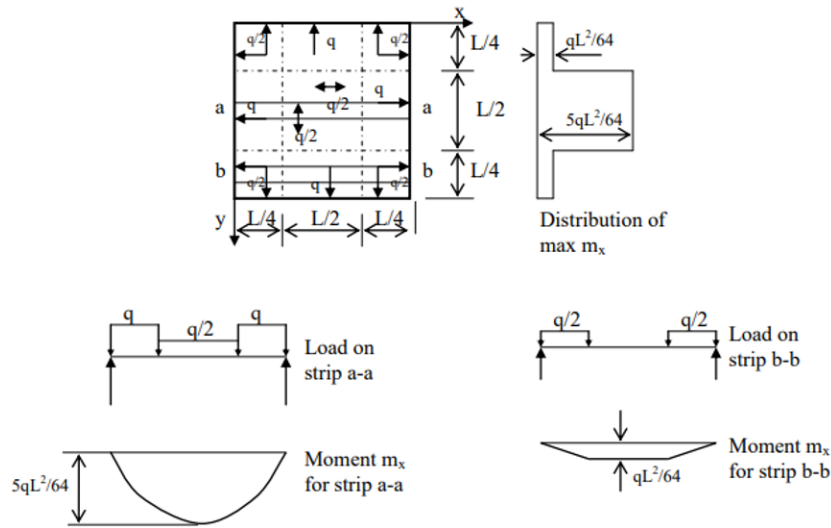
I dette tilfelle fordeles halve lasten til hver retning over hele plate, som vist med lastfordelingspilene i figuren 2.4.1. Dette gir et maksimalmoment lik $\frac{qL^2}{16}$ for både m_x og m_y , hvor momentet er konstant over hele platen i y-retning. Valget av hvor mye last som bæres i hver retning er avhengig av geometri, og varierer fra 0,5 til 1. 0,5 for kvadratiske plater og 1 for lange enveisplater.



Figur 2.4.1: Kvadratisk plate med konstant lastfordeling [8].

Alternativ 2

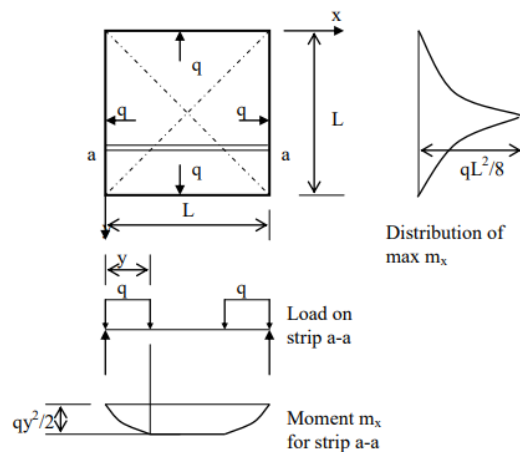
Her er platen delt inn i forskjellige soner hvor lastfordelingen enten er 0,5 eller 1 som vist på figur 2.4.2. Dette gir to forskjellige lastsituasjoner for stripe a-a og b-b. Det maksimale momentet i x-retning er $\frac{5qL^2}{64}$ for stripe a-a og $\frac{qL^2}{64}$ for stripe b-b.



Figur 2.4.2: Kvadratisk plate med feltvis varierende lastfordeling [8].

Alternativ 3

Med diagonale felt som differensierer lastfordelingen vil lastsituasjon og momentfordeling variere kontinuerlig over hele platebredden. Lastfordelingen er vist i figur 2.4.3. Denne situasjonen gir et maksimalmoment lik $\frac{qL^2}{8}$.



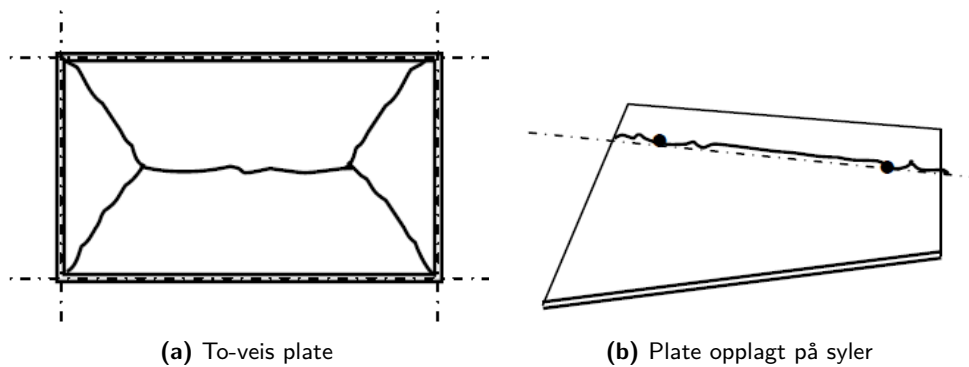
Figur 2.4.3: Kvadratisk plate med diagonalt varierende lastfordeling [8].

Sammenligning av alternativer

Om vi sammenligner alternativ 1, 2 og 3 i form av maksimalt moment og nødvendig armering blir forholdet mellom disse 1: 0,75: 0,67. Dette sier at alternativ 3 er det mest økonomiske løsningen, og er også det alternativet som stemmer best overens med den eksakte løsningen til problemet. Siden momentet varierer kontinuerlig må også senteravstanden mellom armeringsjernene variere kontinuerlig over platen. Dette er en upraktisk løsning som gir vanskelige armeringstegninger og er vanskelig å kvalitetssikre på byggeplass. I virkeligheten legges armeringen med feltvis konstant senteravstand. Dette fører til at forholdet nærmer seg 0,75 som for alternativ 2. Denne løsningen i tillegg enklere beregninger sammenlignet med alternativ 3.

2.4.2 Bruddlinjemetode

Bruddlinjemetoden, også kjent som flytlinjemetoden, er en øvre grensem metode for beregning av lastkapasitet til plater. I metoden antas det en bruddmekanisme som er kompatibel med randbetingelsene, og deretter anvendes prinsipp om virtuelt arbeid. Siden bruddlinjeteori er en øvre grensem metode vil den beregnede kapasiteten enten være korrekt eller for høy, avhengig av om den antatte bruddmekanismen er riktig. Alle mulige bruddmekanismer må derfor utforskes for å hindre at lastkapasiteten overskrides. For vanlige tilfeller er riktig bruddmekanisme kjent og kan finnes i litteraturen, slik at dette sjeldent er et problem [8]. Bruddlinjeteori antar et plastisk brudd, altså at armeringen flyter før bruddlast. En tenker seg at brudd oppstår i konsentrerte plastiske soner langs rette linjer (bruddlinjer). Langs bruddlinjene antas det at platens maksimale momentkapasitet utnyttes. For at dette skal være mulig må tverrsnittet være tilstrekkelig duktilt, slik det tillates plastisk rotasjon mens bruddlinjene utvikles og bruddmønsteret dannes. Platedelene antas å rotere som stive deler om bruddlinjene. Alle deformasjoner i områder mellom bruddlinjer neglisjeres. I motsetning til beregninger etter elastisitetsteori som gir maks momenter (momenttopper), gir bruddlinjeteori konstant moment over hele platen



Figur 2.4.4: Eksempler på bruddmønster plate med jevnt fordelt last [8].

Resultatet fra metoden er bøyemomentet eller lastintensiteten som kreves for at det antatte bruddlinjemønsteret skal utvikle seg. Normalt er det deformasjon-/stivhetskrav i bruksgrensetilstand som er dimensjonerende for plater. Bruddlinjemetoden tar kun hensyn til bøyemomenter i bruddgrensetilstand.

Arbeidsmetoden for plate med jevnt fordelt last

I arbeidsmetoden settes det opp to uttrykk for arbeid: ett for det ytre, A_y og ett for det indre, A_i . Utgangspunktet er at plata påføres en virtuell nedbøyning w . Det ytre arbeidet er produktet av lasten og forskyvningen. Det indre arbeidet er et produkt av moment og rotasjon. Til slutt krever vi at det ytre arbeidet må være lik det indre:

$$A_y = A_i \quad (2.3)$$

Ytre arbeid:

For en fritt opplagt plate med jevnt fordelt last kan uttrykket for det ytre arbeidet uttrykkes slik:

$$A_y = \int_A qw \, dA \quad (2.4)$$

Hvor:

q = jevnt fordelt last (inkludert egenlast og nyttelast)

w = nedbøyning

Dette uttrykket kan forenkles til:

$$A_y = q \cdot V \quad (2.5)$$

Hvor:

V = volumet lasten virker over

Indre arbeid:

Det indre arbeidet for en bruddlinje er produktet av momentet m_u , rotasjonen θ og bruddlinjens lengde l . Det totale indre arbeidet for en plate med lik momentkapasitet langs alle bruddlinjer kan uttrykkes slik:

$$A_i = \sum_{j=1}^m m_u \cdot \theta_j \cdot l_j \quad (2.6)$$

Hvor:

m = antall bruddlinjer

m_u = platens momentkapasitet $\left[\frac{kNm}{m} \right]$

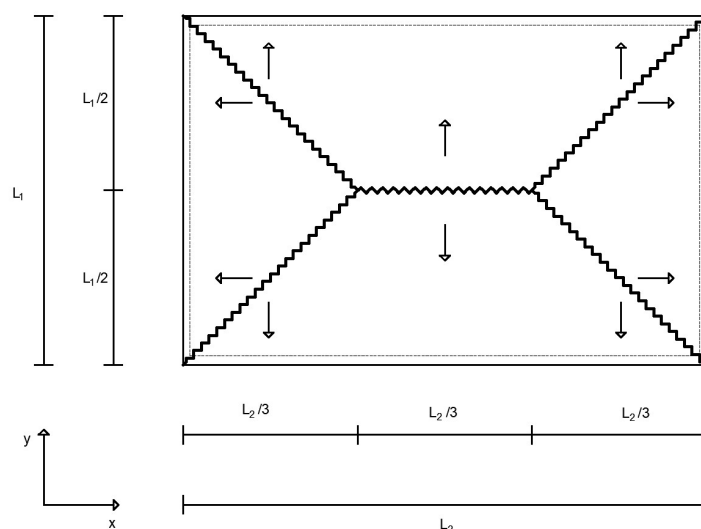
θ = rotasjonsvinkelen $[rad]$

l = bruddlinjens lengde $[m]$

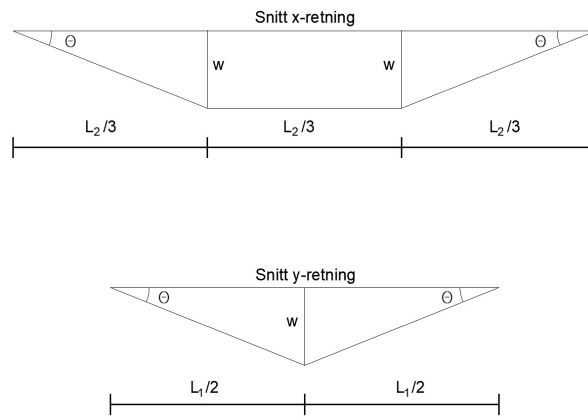
Bruddlinjens lengde l er lengden av linjen når den projiseres til den faste dreieksen.

Eksempel Bruddlinjemetode

Figur 2.4.5 viser et mulig bruddlinjemønster for en fritt opplagt 2-veis plate. Platen er utsatt for en jevnt fordelt last q over hele. Forholdet mellom L_1 og L_2 er 1:1.5. Pilene viser i hvilken retning bruddlinjene skal projiseres ned til nærmeste faste dreieakse, her langs de fritt opplagte rendene. Platens nedbøyning i begge retning midt i felt er vist i Figur 2.4.6. Vi ønsker her å finne lastintensiteten som gir det antatte bruddmønsteret som en funksjon av momentkapasiteten.



Figur 2.4.5: Bruddlinjemetode eksempel - Bruddlinjemønster for en fritt opplagt 2-veisplate.



Figur 2.4.6: Bruddlinjemetode eksempel - Nedbøyning langs platens senterlinje i begge retninger.

Ytre arbeid:

Volumet til det ytre arbeidet kan uttrykkes som en geometri satt sammen av en trekantet prisme og en pyramide. Det ytre arbeidet kan dermed uttrykkes som:

$$A_y = q \cdot V = q \left(\frac{1}{2} \cdot L_1 \cdot \frac{L_2}{3} + \frac{1}{3} \cdot L_1 \cdot \frac{2L_2}{3} \right) w$$

Setter inn $L_2 = 1.5L_1$:

$$A_y = q \left(\frac{1}{2} \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} + \frac{1}{3} \cdot L_1 \cdot L_1 \right) w$$

$$A_y = \frac{5}{6} q L_1^2 w \quad (2.7)$$

Indre arbeid:

Forholdet mellom L_1 og L_2 fører til at rotasjonsvinkelen blir lik for alle bruddlinjer:

$$\theta = \frac{3 \cdot w}{L_2} = \frac{2 \cdot w}{L_1}$$

Det indre arbeidet kan dermed uttrykkes som:

$$A_i = m_u \left(8 \cdot \frac{L_1}{2} + 2 \cdot \frac{L_2}{3} \right) \theta$$

$$A_i = 5m_u \cdot L_1 \cdot \frac{2w}{L_1}$$

$$A_i = 10m_u w \quad (2.8)$$

Krav om arbeidslikevekt:

Til slutt krever vi at det ytre arbeidet er likt det indre ved å sette ligning (2.7) og (2.8) lik hverandre. Løst for lasten q gir dette:

$$\frac{5}{6} q L_1^2 w = 10m_u w$$

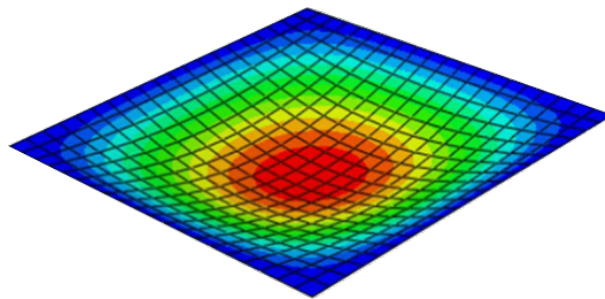
$$q = 12 \frac{m_u}{L_1^2} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.9)$$

2.4.3 Elementmetode

Elementmetoden eller *Finite Element Method* (FEM) er en numerisk beregningsmetode, som i byggsammenheng ofte benyttes for å bestemme spenninger og deformasjoner. Metoden går ut på å dele inn et komplisert problem med ukjent oppførsel inn i mindre elementer, hvor elementene er koblet sammen i noder. Innenfor elementene er forskyvningsfeltet interpolert med et tilnærmet funksjonsuttrykk, ofte polynomer. Funksjonen som representerer forskyvningsfeltet samsvarer ikke nødvendigvis med virkeligheten, men om man deler geometrien inn i mindre og mindre elementer, vil svaret konvergere mot riktig løsning. Når oppførselen er bestemt på elementnivå blir elementene satt sammen i system, hvor det kreves kinematisk kompatibilitet og likevekt. Med kinematisk kompatibilitet menes det at forskyvningsfeltet er kontinuerlig over noder og mellom elementer [24]. Systemets stivhetsrelasjon beskrives etter følgende uttrykk:

$$\mathbf{K}\mathbf{r} = \mathbf{R} \quad (2.10)$$

Hvor \mathbf{K} er systemets stivhetsmatrise som løses ved prinsippet om virtuell forskyvning. \mathbf{r} er en vektor som inneholder forskyvningen i hver node og \mathbf{R} er en vektor med kjente nodelaster. Ligningen løses for nodefor-skyvningene \mathbf{r} og kan deretter regnes om til spenninger ved hjelp av material lov [24].



Figur 2.4.7: Fargeplott av FEM løsning for fritt opplagt plate [25].

Figur 2.4.7 viser resultater for nedbøyning i en fritt opplagt plate fremstilt i et fargeplott. Det vises også hvordan platen er delt opp i et "mesh" av mindre firkantede 2D elementer. Valg av elementtype er avhengig av hvilke problem man ønsker å løse, noen eksempler er 1D bjelkeelementer, 2D plan spenning- og plateelementer, og 3D plan spenningselement. For komplekse problemer er løsningen fra en elementanalyse ofte mer nøyaktig enn det man får med mer forenklede metoder fra håndberegninger. Dette gir mer optimaliserte konstruksjoner med redusert CO₂-utslipp og lavere kostnader. Elementmetoden er i dag kodet og automatisert inn i avanserte grafiske analyse program, og kan virke enkel å bruke. Siden metoden er en numerisk beregningsmetode kan det være vanskelig å vite om løsningen programmet gir er den korrekte. Med feil bruk kan svaret konvergerer sakte eller mot feil løsning [24].

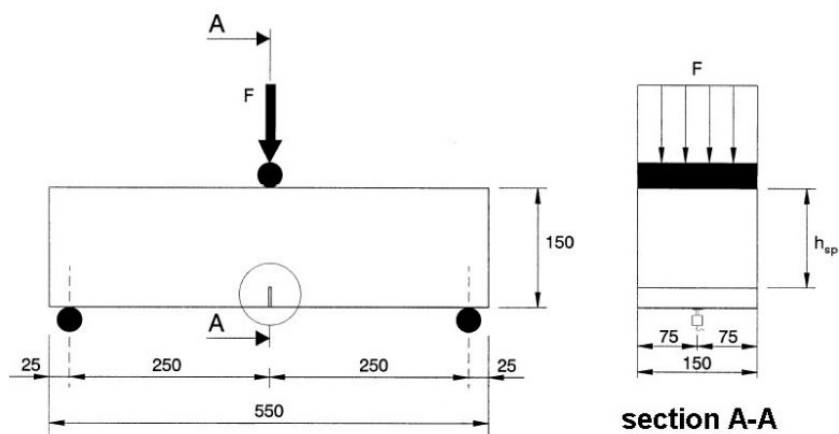
3 Metode

I dette kapittelet beskrives metodene som er brukt for å bestemme materialegenskapene til den fiberarmerte betongen, testgjennomføring og dimensjoneringsreglene som er brukt for kapasitetsberegninger. Første del omhandler prøvemetode for bestemmelse av restbøyestrekkefasthet. Videre blir gjennomføringen av lab-forskøkene gjennomgått. Dette innebærer bøyetest av plater og induktiv testing av kuber og sylindere. Denne delen inneholder også en oppsummering av støp, frakt og lagring av plater og bjelkeprøver, samt alle testoppsett. Etter dette beskrives dimensjoneringsreglene som er brukt i henhold til de to beregningsdokumentene, NB38 og Anneks L. Det er kun bruddformene som er aktuelle i platetestene som beskrives. Dette innebærer moment og gjennomlokking, i tillegg til skjær da noen av formlene herfra også brukes i kontroll av gjennomlokking. Avslutningsvis blir forutsetningene og randbetingelsene som er valgt i kapasitetsberegningene og for beregningen av bruddlast gjort rede for.

3.1 Bestemmelse av restbøyestrekkefasthet etter NS-EN 14651

For bestemmelse av restbøyestrekkefasthet i denne oppgaven er det gjennomført 3-punkts bjelketester i henhold til NS-EN 14651 [26]. Det er også denne metoden det henvises til i FiB og Anneks L, og den eneste metoden som er en europeisk standard. Selv om det finnes flere metoder å bestemme restbøyestrekkefasthet på, beskrives kun 3-punkts bjelketest i denne oppgaven.

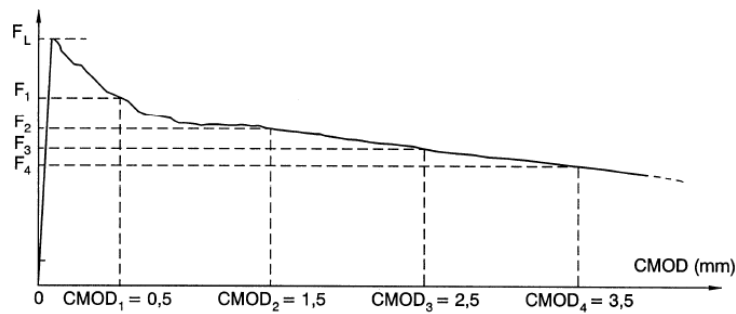
For å bestemme restfasthetsklasse utføres en laboratorietest hvor bjelker med dimensjonen 150 x 150 mm og en spennlengde 500 mm testes. Det må gjennomføres en testserie på minimum 6 prøver for at testen skal være valid. Bjelken blir fritt opplagt på begge sider og utsatt for en konsentrert last på midten. På undersiden av bjelken er det skåret et snitt for å være sikker på at brudd skjer midt i bjelkens spenn. Detaljtegninger av testoppsettet er vist i figur 3.1.1. Betongens restbøyestrekkefasthet bestemmes ved å måle last ved 4 forhåndsbestemte rissvidder, 0,5 mm, 1,5mm, 2,5mm og 3,5 mm også kalt *Crack Mouth Opening (CMOD)* [1]. I tillegg til $F_j (j = 1, 2, 3, 4)$ finnes kraften ved LOP (Limit of Proportionality), F_L . Denne bestemmes som den største lasten i intervallet $CMOD = 0 - 0.05$ mm. Forholdet mellom last og CMOD for en eksempelprøve er vist i Figur 3.1.2



Figur 3.1.1: Dimensjoner og belastning av en standard testbjelke i henhold til NS-EN 14651 [26].

$$f_{R,i} = \frac{6 \cdot M_{Ri}}{bh^2} \quad , \text{ hvor: } M_{Ri} = \frac{F_{Ri} \cdot L}{4} \quad (3.1)$$

Ligning 3.1 viser hvordan lasten omregnes til restbøyestrekkefastheten $f_{R,i}$. Det antas her lineærelastisk material oppførsel for et uopprikket tverrsnitt. Siden det er vanskelig å foreta nøyaktige målinger av rissåpningen angir NS-EN 14651 relasjonen mellom nedbøyningen δ og rissåpning som anvist i ligning 3.2. Forholdet mellom ulike CMOD og δ kan leses av i tabell 3.1.1.



Figur 3.1.2: Kurven viser forholdet mellom lasten F_i og $CMOD_i$ ($i = 1, 2, 3, 4$) [26].

$$CMOD = \frac{\delta - 0,04}{0,85} \quad (3.2)$$

Tabell 3.1.1: Forhold mellom CMOD og nedbøyning δ [26].

CMOD [mm]	δ [mm]
0.05	0.08
0.5	0.47
1.5	1.32
2.5	2.17
3.5	3.02

Når restbøyestrekfastheten $f_{R,i}$ er bestemt, bestemmes deretter karakteristisk verdi med utgangspunkt i standardavviket. Den karakteristiske verdien som benyttes er nedre 5%-kvantil. Denne beregnes som:

$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k \cdot s \quad (3.3)$$

Hvor:

s = standardavviket fra prøveserien

$k = 1.7$

Standardavviket beregnes som:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N}} \quad (3.4)$$

Hvor:

N = Totalt antall prøver

x_i = Resultatet fra en enkelt prøve

\bar{x} = Gjennomsnittet av prøvene

De karakteristiskeverdiene $f_{Rk,1}$ og $f_{Rk,3}$ benyttes til å bestemme restfasthetsklasse. Under normale prosjekteringsforhold ville verdiene fra fasthetsklassen vært brukt videre i beregningene. I denne oppgaven er midlere og karakteristisk restbøyestrekfasthet fra 3-punkts bjelketest brukt direkte som en del av beregningsgrunnlaget. Restfasthetene beskrevet med denotasjon 1 brukes i bruksgrensetilstand og 3 til bruddgrensetilstand.

For restbøyestrekfastheten bestemt fra 3-punkts bjelketest er det antatt lineær spenningsfordeling. Dette speiler ikke realiteten, og må derfor korrigeres for når en går over til enaksiell reststrekfasthet. Korreksjonen blir gjort med ulike faktorer i Anneks L og NB38. Dette beskrives nærmere i kapittel 3.3.1 og 3.4.1. NB38 korrigerer fra lineær spenningsfordeling til ideelt plastisk med konstante spenninger, mens EC2 Anneks L korrigerer til en mer reel ikke-lineær spenningsfordeling.

3.2 Laboratorieforsøk

3.2.1 Støp og lagring av plater

Betongblandinger og utstøping

På Rudshøgda mellom Moelv og Brumunddal ble det i november 2022 støpt diverse plater, veggskiver, bjelker, kuber og sylindre. Disse er så testet ved laboratoriet på NTNU og SINTEF. Bjelker, kuber og sylindre er testet av SINTEF for å bestemme materialegenskaper, mens plater og veggskiver er testet hos NTNU. Det er benyttet fire forskjellige betongblandinger (Batches). Det er brukt to typer SKB, en stabil og en ustabil, og en vibrerbar betong. I tillegg er det benyttet ulike fibertyper. Hver batch har derfor en særegen kombinasjon av betong og fibertype. Det er variert mellom to fibertyper: stålfiber av typen DE60/0.9 og basaltfiber av typen Minibar. Fullstendig oversikt over fibertypene og betongblandingene er vist i tabell 3.2.1 og 3.2.2. I de opprinnelige planene var det tenkt å bruke 6 ulike batches, men det ble før utstøping endret til 4. Betongresepten ligger i vedlegg A

Tabell 3.2.1: Fibertyper og deres egenskaper

Egenskap	DE60/0.9	Minibar 55
Materiale	Stål	Basalt
Lengde l [mm]	60	55
Diameter, d [mm]	0.9	0.65
l/d	67	85
Densitet [kg/m ³]	7850	2100
E-modul [GPa]	210	45
Strekkfasthet [MPa]	1150	1000
Endekrok	Ja	Nei

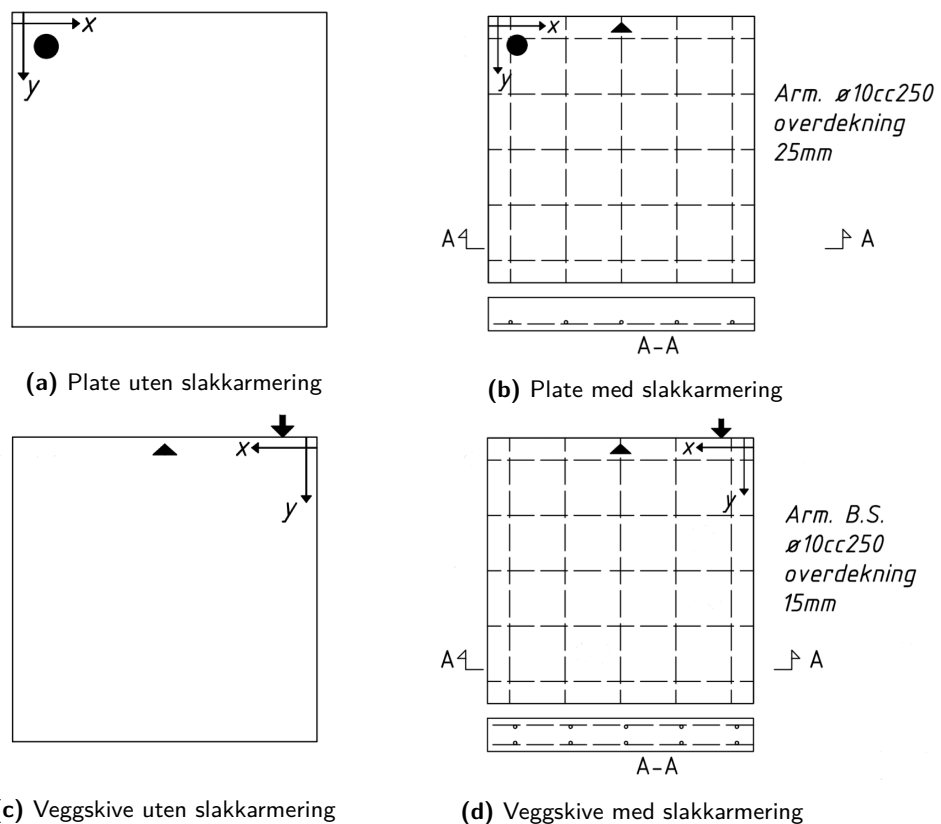
Tabell 3.2.2: Betongblandinger

Batch	Betongtype	Betongkvalitet	Fibertype	Dosering [kg/m ³]	Vol%
1	Stabil SKB	B45 M40 Lavkarbon+	Stål	35	0.44
2	Ustabil SKB	B45 M40 Lavkarbon+	Stål	35	0.44
3	Stabil SKB	B45 M40 Lavkarbon+	Basalt	10	0.48
5	Vibrerbar	B45 M40 Lavkarbon+	Stål	35	0.44

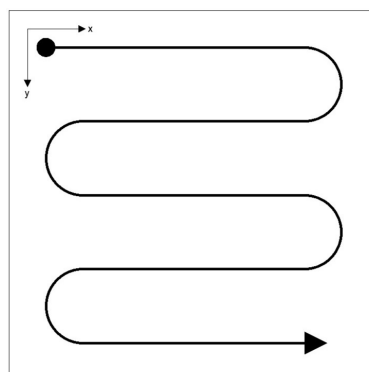
Tabell 3.2.3 viser en oversikt over alle de støpte elementene. Hvert element er gitt et eget ID-nummer. Gjennom oppgaven refereres elementene også til ved bruk av P-XX, altså ID 1 er P1 osv. Tabellen viser hvilken betongblanding som er brukt, hvordan elementet er støpt og hvilke elementer som er armert med slakkarmering i tillegg til fiber. For de slakkarmerte platene er armeringen plassert i underkant, mens for veggskiver er slakkarmeringen i både over- og underkant. Forskjellen mellom plater og veggskiver er støpemetoden. Platene er støpt liggende (horisontalt) fra et stasjonært punkt ved unntak av plate 16, mens vegger er støpt fra et stasjonært punkt i en stående (vertikal) forskaling. Figur 3.2.1 viser hvordan de forskjellige platene og veggskivene P1-P14 er støpt. Støpemetoden påvirker hvordan betongen flyter og fyller formen, og har dermed innvirkning på fiberorientering og fiberfordeling i den herdede betongen. Under utstøpingen av plate 16 er slangen ført i et sikk-sakk mønster, som vist i figur 3.2.2. Både plate 15 og 16 er opprinnelig støpt med dimensjon 3.1 x 3.1 m, men er skåret ned til 2.0 x 2.0 m i etterkant for å få plass i testriggeren. Fullstendige som bygget tegninger finnes i vedlegg B.

Tabell 3.2.3: Oversikt over prøveelementer

ID	Batch	Støpemåte	Dimensjoner [m]	Slakkarmering
1	1	Plate	1.3 × 1.3 × 0.15	-
2	3	Plate	1.3 × 1.3 × 0.15	-
3	2	Plate	1.3 × 1.3 × 0.15	-
4	1	Plate	1.3 × 1.3 × 0.15	-
5	1	Veggskive	1.3 × 1.3 × 0.15	-
6	2	Veggskive	1.3 × 1.3 × 0.15	-
7	5	Veggskive	1.2 × 1.2 × 0.15	-
8	3	Veggskive	1.2 × 1.2 × 0.15	-
9	1	Veggskive	1.2 × 1.2 × 0.15	-
10	5	Veggskive	1.2 × 1.2 × 0.15	-
11	1	Plate	1.2 × 1.2 × 0.15	ø10cc250 UK
12	2	Plate	1.2 × 1.2 × 0.15	ø10cc250 UK
13	1	Veggskive	1.2 × 1.2 × 0.15	ø10cc250 OK/UK
14	2	Veggskive	1.2 × 1.2 × 0.15	ø10cc250 OK/UK
15	1	Plate	2.0 × 2.0 × 0.18	ø10cc250 UK
16	1	Plate	2.0 × 2.0 × 0.15	ø10cc250 UK



Figur 3.2.1: Støpemetode for plater og veggskiver - element 1-14. Støpepunktet anvist med en sort sirkel eller pil.



Figur 3.2.2: Støpemetode for P16 - startpunkt oppe til venstre, deretter er slangen ført i pilens bane.

Transport og lagring

Betongplater og veggskiver er oppbevart utendørs frem til de ble fraktet til NTNUs lab med lastebil. Testplatene ble mottatt ved NTNU Onsdag 8.februar, og deretter lagret innendørs frem til testing. Siden platene først ble oppbevart utendørs, ble de utsatt for lave temperaturer og ikke-optimale herdeforhold. Av hensyn til dette ble det tatt kjerneprøver fra de ytre delene av plate 15 og 16 på 3.1 x 3.1 m for å kontrollere betongens fasthet. Disse ble trykktestet for å kontrollere at betongens trykkfasthet var tilstrekkelig, noe den var.

Betongprøver for testing hos SINTEF er oppbevart i vannbad frem til testene ble gjennomført. Dette gjelder bjelker til 3-punktstest, terninger for trykktesting og sylindre for "Work diagram". Etter 3-punktstest ble bjelkene flyttet til NTNUs lab, der de ble lagret frem til saging av kuber, og deretter induktiv testing. Platene og veggskivene ble etter testing oppbevart hos NTNU etter testing, før de ble flyttet til SINTEF for kjerneboring av sylinderprøver for induktiv testing.

Betongfasthet og E-modulus

Det er utført trykktester for å fastslå betongens trykkfasthet. Dette ble gjort av Betong Øst gjennom trykktest av terninger etter henholdsvis 28 og 90 døgn. Fastheten er satt som middelerdien av målingene fra tre terninger av hver batch. Resultatene fra trykktestene viser at alle batchene har trykkfasthet $f_{cm} > 53$ MPa, som er det som forventes av en B45 betong. Komplette oversikt over trykkfastheten for alle batchene er vist i vedlegg C. SINTEF har brukt sylinderprøver til å lage "work diagram" for å kartlegge spenning-tøyningsrelasjonen til de forskjellige betongtypene, for så å fastsette materialenes E-modul. Målingene fra trykktestene ble motatt helt på slutten av arbeidet med masteroppgaven, og er derfor ikke inkludert i beregningene. Resultatene for betongfasthet og E-modul er i denne oppgaven derfor kun brukt til å kontrollere at materialegenskaper er tilstrekkelige.

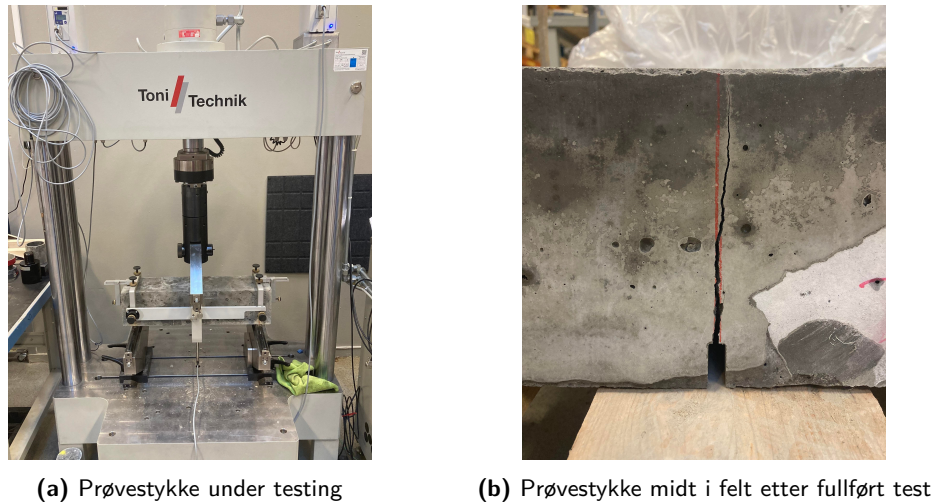
3.2.2 3-punkts bjelketest etter NS-EN 14651

For å bestemme restbøyestrekfastheten ble det støpt totalt 35 bjelker for testing. Det ble støpt bjelker med alle fire batches og to ulike støpemetoder. For betongblandingen med SKB hhv. 1, 2 og 3 ble det støpt 7 bjelker av hver batch etter dansk støpemetode. For betongblandingen med vibrerbar betong, batch 5, ble det støpt 14 bjelker, 7 med dansk støpemetode og 7 etter metoden for vibrerbar betong i NS-EN-14651. Disse omtales videre henholdsvis som batch 5-D og 5-S. For den ene bjelken i batch 5S (B5-5S) viste det seg at utstøpingen var såpass dårlig at den ikke kunne testes. Under testing av den ene bjelken i batch 5-D (B5-2D) mistes maskinen kontakt underveis, og testen måtte startes på nytt. Siden antallet bjelkeprøver fortsatt er innenfor kravet på seks prøvestykker per testserie, er disse to prøvene ikke inkludert i resultatene. En oversikt over prøvestykkene som er testet og benyttet i resultatene er vist i tabell 3.2.4. Bilder fra bjelketestene er vist i figur 3.2.3.

Skjervet (hakket) på undersiden av bjelkene ble saget ut dagen før teststart. Testene ble utført på SINTEFs lab på Gløshaugen i regi av SINTEF i løpet av 15, 16 og 17 februar 2023 i henhold til NS-EN 14651. Før hver enkelt test ble bjelkens dimensjoner målt manuelt. For å måle lengde ble det brukt tommestokk med en presisjon på 1 mm. For tverrsnittsbredde, tverrsnittshøyde, høyde h_{sp} og skjerv x ble det brukt skyvelære med presisjon på hhv. 0.1, 0.1, 0.1 og 0.01 mm. Alle bjelker ble oppbevart fuktig helt frem til test.

Tabell 3.2.4: Bjelkeprøver som er testet - batch, støpemetode og antall.

Batch	Støpemetode	Antall
1	Dansk	7
2	Dansk	7
3	Dansk	7
5-D	Dansk	6
5-S	NS-EN 14651	6
Totalt		33

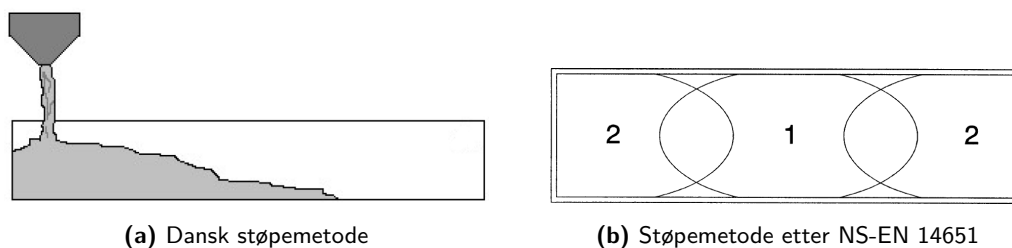


Figur 3.2.3: 3-punkts bjelketest etter NS-14651.

Støpemetoder for bjelkeprøver

Fremgangsmåten for utstøping av vibrerbar betong etter NS-EN 14651 er vist i Figur 3.2.4b. Prøven støpes i to trinn, der størrelsen på trinn en bør være det dobbelte av trinn to. Forskalingen skal fylles til ca. 90 % av prøvestykkets høyde før komprimering. Forskalingen etterfylles og avrettes mens den komprimeres. Komprimeringen skal utføres ved bruk av ytre vibrasjon. Denne metoden er benyttet kun for den vibrerbarebetonge, B5-S. Ved bruk av metallfiberarmert SKB skal i henhold til NS-EN 14651 forskalingen fylles og avrettes uten komprimering [26].

Fremgangsmåten for dansk støpemetode er vist i Figur 3.2.4a. Her støpes prøvestykket fra ett punkt, og vibreres ikke, som beskrevet NS-EN 14651. Denne metoden er benyttet for alle SKB-blandingene og i tillegg til en serie med den vibrerbare betongen, 5-D.

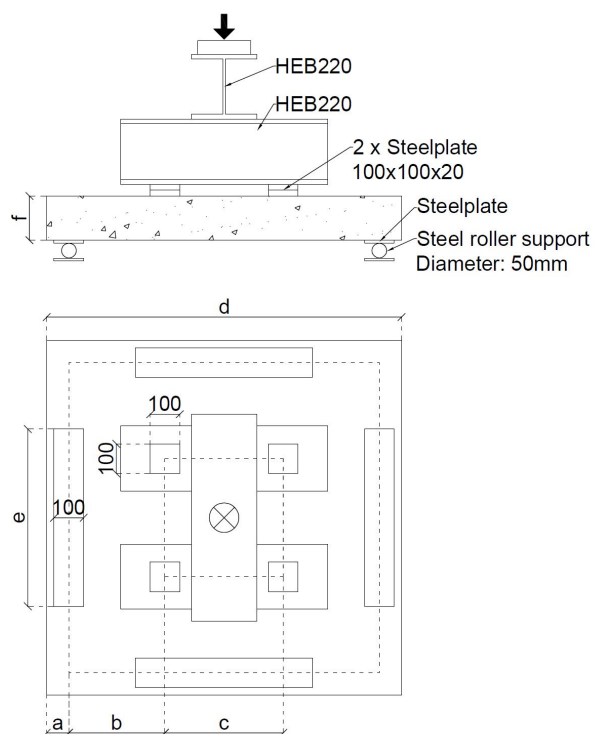


Figur 3.2.4: Støpemetoder benyttet for bjelker til 3-punkt bjelketest [1].

3.2.3 Testoppsett for plater

Randbetingelser

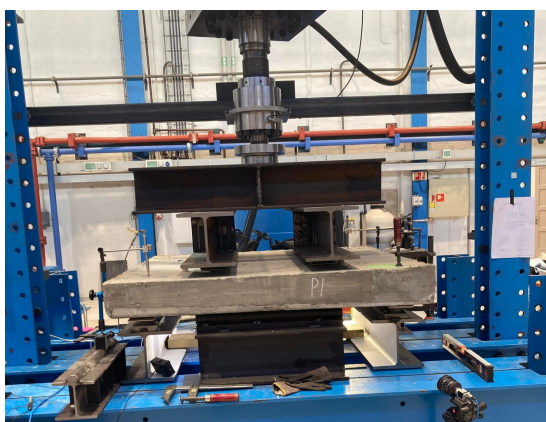
Betongplatene er testet ved NTNUs laboratoriet på Gløshaugen hvor det er benyttet en hydraulisk presse som kan levere kraft opp til 1000 kN. Lasten fra pressa fordeles ut på fire punktlaster på platen gjennom en rigg av HEB220 profiler. Stålfilerne er dimensjonert for at pressa leverer sin maksimale last på 1000 kN. Lastene er plassert med en indre avstand på 400 mm for P5-10 og P13-14, 500 mm for P1-4 og P11-12 og 900 mm for P15-16. Under HEB profilene som fører lasten fra pressa ned til plata er det først brukt stålblater med dimensjoner 100x100x20 mm og deretter treplater i samme dimensjoner for å forsikre lastfordeling og en god kontaktflate. Platene er fritt opplagt og bæres av fire opplagere plassert langs hver sidekant. For P1-14 er opplagrene 600 mm lange. Plasseringen av opplagerene er holdt konstant gjennom testingen av P1-14, slik at avstanden fra senter opplager til platekant er henholdsvis 75 mm og 125 mm for plater med dimensjoner 1.2 m og 1.3 m. For P15-16 lengden på opplagerene 1000 mm og senter opplager er plassert 100 mm innenfor platenes kant. Komplettestoppsettet for testriggen er vist i figur 3.2.5, med tilhørende verdier for de ulike platestørrelsene i tabell 3.2.5. Opplagrene er bygget opp av sylinderprofiler i stål for å tillate rotasjon i opplagerene. Mellom sylindren og betongen er det på, lik linje med som for punktlaster, benyttet stål- og treplater. For å sikre fri rotasjon i opplagerene ligger sylinderprofilene løst på et jevnt stålunderlag (toppen av et HEB-profil) og står fritt til å bevege seg horisontalt. Figur 3.2.6 viser testoppsettet på laben med og uten prøvestykke.



Figur 3.2.5: Oppsett for testrigg - tilhørende dimensjoner er vist i tabell 3.2.5.

Tabell 3.2.5: Dimensjoner testrigg

ID	a [mm]	b [mm]	c [mm]	d [mm]	e [mm]	f [mm]
1-4 & 11-12	125	275	500	1300	600	150
5-10 & 13-14	75	325	400	1200	600	150
15	100	450	900	2000	1000	180
16	100	450	900	2000	1000	150



(a) Kjøring av test med plate P1.

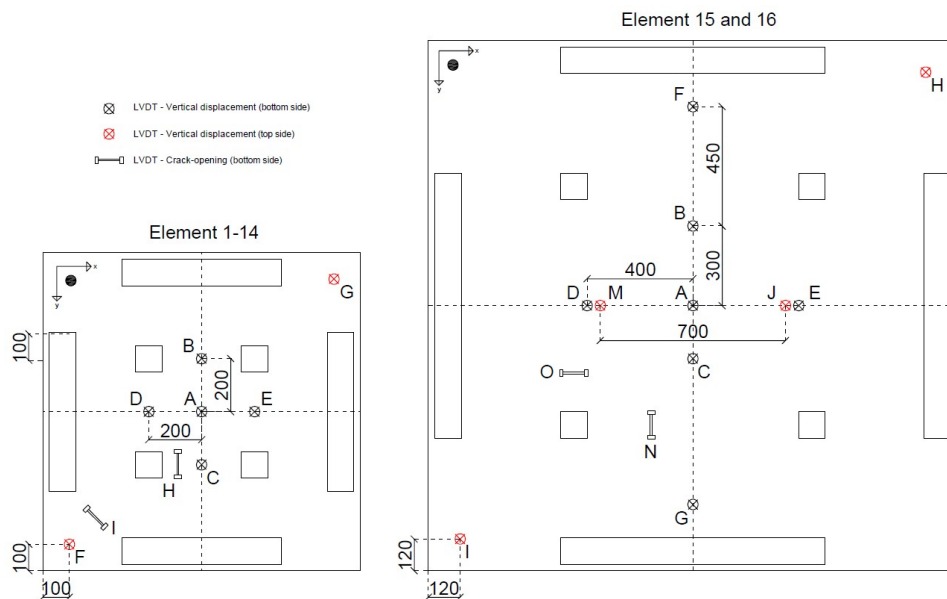


(b) Oppsett av testrigg for P1-14 uten plate.

Figur 3.2.6: Bruddmønster uarmerte plater: P1-4

Måleutstyr

Den hydrauliske pressa beveger seg nedover med konstant hastighet. Dette gjør at tid-deformasjonskurven for alle platene er konstant. Utdataene fra pressa er tid, last og forskyvninger, som alle måles med en frekvens på 300 Hz. For å måle forskyvningen er det plassert linear variable differential transformer (LVDT) på over- og undersiden av platene. De fleste av disse brukes for å måle vertikale forskyvninger, altså nedbøyning, med unntak av to som måler horisontale forskyvninger. På P1-14 er det plassert totalt ni LVDT, syv for vertikale- og to for horisontale forskyvninger. To på oversiden i mostående hjørner og resten på undersiden av platen. På P15-16 er det plassert ut totalt 13 LVDT, elleve for vertikale- og to for horisontale forskyvninger. Fire av disse på oversiden, to i mostående hjørner og to inn mot midten, og de resterende er på undersiden av plata. Målingene av alle LVDT gjøres med en frekvens på 300 Hz. Målsatt plassering av alle LVDT er vist i figur 3.2.7.



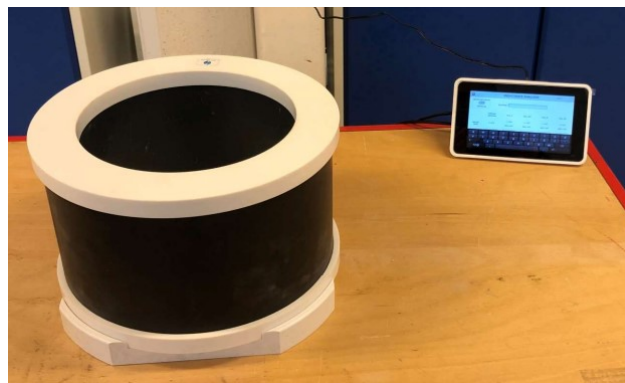
Figur 3.2.7: Plassering av vertikale og horisontale LVDT på elementer under bøyetest.

Formålet med de horisontalt orienterte LVDT er å måle rissvidder. For at dette skal være mulig må de krysse et riss. LVDTene er derfor plassert der det antas at det vil oppstå bruddlinjer. Disse er ikke plassert ut på første plate, da denne brukes for å observere hvor de største rissene oppstår. På de etterfølgende platene er horisontale LVDT plassert med utgangspunkt i rissfordelingen på testing av de foregående platene.

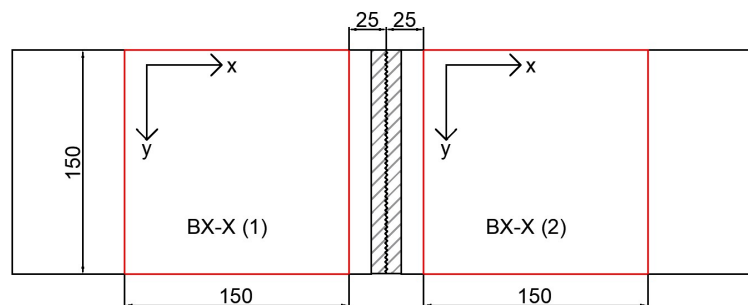
Siden den hydrauliske pressa i testriggen påfører last vertikalt nedover, er strekksiden av platen, altså siden der rissene i all hovedsak oppstår skjult. For å kunne observere rissutviklingen underveis er det derfor montert to kamera rettet mot undersiden av platen. Kameraene tar kontinuerlig bilder under testing, med en frekvens på 0.33 Hz og 0.2 Hz for henholdsvis P1-14 og P15-16. Kameraene er koblet opp mot pressa, slik at hvert bilde er knyttet til både tid og last. På denne måten skal det være mulig å bestemme lasten ved første riss og følge rissutviklingen opp mot lastbildet. I forkant av at platen plasseres i testriggen males undersiden hvit. På denne måten er det enklere og observere riss både under- og etter testing. Etter at platene er løftet av riggen legges de med den malte siden opp slik rissene er synlige. Deretter brukes det tusj til å tydelig markere mindre riss.

3.2.4 Induktiv test

Fiberorienteringen i betongen er bestemt ved induktiv testing. Apparatet som er brukt for å måle induktansen er vist i figur 3.2.8. Denne testen er utviklet ved universitetet i Barcelona og blir derfor ofte kalt Barcelona-testen. Elementene som testes er kuber og sylindere. Kubene skjæres ut fra bjelkeprøvene som er brukt til 3-punktstest. Fra én bjelke skjæres det ut 2 kuber, en på hver side av hakket. For å unngå riss i kubene er det satt en minimumsavstand på 25 mm fra bjelken hovedriss til siden på kubene. Dimensjonene på hver kube er 150x150x150 mm. Det var i utgangspunktet planlagt å skjære ut og teste kuber fra alle de stålfiberarmerte bjelkeprøvene, totalt 26 bjelker og 52 kuber. På grunn av begrenset tid, er det i stede brukt 2 bjelker fra hver prøveserie, den med lavest- og høyest $f_{R,3}$. Dette gjør at det totalt er 8 bjelker og dermed 16 kuber som testes, fra henholdsvis batch 1, 2, 5-D og 5-S. For å sikre at fiberorientering for alle kubene testes og sammenlignes i samme retning er det definert et koordinatsystem. Det valgte koordinatsystemet og merkingen av hver kube er vist i figur 3.2.9. Koordinatsystemet er valgt slik at når bjelken ligger med støpetoppen opp og risset vendt ut av papirplanet, er de positive akseretningene: x mot høyre, y vertikalt ned og z inn i planet. Merkingen av hver kube er gitt ved bjelkens batchnummer, prøvenummer og kubenummer fra den respektive bjelken (telles fra venstre). Eksempelvis B1-1(1), som er venstre terning fra bjelke 1 fra batch 1.



Figur 3.2.8: Måleapparat for induktiv test av kube- og sylinderprøver. Prøvestykket plasseres i den sorte spolen.



Figur 3.2.9: Mål og merking av kuber til induktiv testing. Kubene markert i rødt.

Før hver testkube plasseres i spolen kalibreres maskinen. Dette gjøres ved å foreta tre målinger uten prøvestykke for å få en referanseverdi. Deretter gjøres det tre målinger i hver akseretning med ti sekunders mellomrom mellom hver måling. Resultatene fra den induktive testen er differansen i induktans mellom målinger uten og med prøvestykke i de forskjellige akseretningene. For å konvertere induktansmålingene om til fiberinnhold og fiberorientering må minimum en testkube knuses. Betongen og stålfibrene må deretter skilles fra hverandre slik at vekten av stålfibrene kan måles. I tillegg til det reelle fiberinnholdet er det behov for induktansmålinger fra testen som knuses. Dette er ikke gjort i vårt tilfelle, men det er brukt tidligere målinger gjort ved universitetet i Barcelona. Beregningsmetodikken brukt videre i dette kapittelet er hentet fra publikasjonen *Assessment of fibre content and 3D profile in cylindrical SFRC specimens* [27].

$$C_f = \beta \cdot L_e + \alpha \quad (3.5)$$

Det totale fiberinnholdet løses ved lineær regresjon. Fiberinnholdet fra flere knuste prøver er plottet langs y-aksen og den totale ekvivalente induktansen fra tilhørende prøve er plottet langs x-aksen. I ligning (3.5) er faktoren β stigningstallet til regresjonen og α konstantleddet. Regresjonslinjen oppgitt av universitetet i Barcelona er $7020.65 \cdot L_e - 1.5556$.

$$L_i = \frac{\psi_i}{B_{V,i}} \quad (3.6)$$

Ligning (3.6) beskriver hvordan induktansmålingene korrigeres slik at den kan brukes på prøver med ulik geometri og størrelse. Ekvivalent induktans er forholdet mellom målinger i hver akseretning ψ og den korrespondende $B_{V,i}$ konstanten. $B_{V,i}$ representerer integralet av magnetfeltet over volumet av prøvestykket. Denne konstanten er ikke avhengig av fibertypen som er brukt. Verdiene for $B_{V,i}$ er oppgitt i tabell 3.2.6.

$$L_e = \sum_{x,y,z} L_i \quad (3.7)$$

L_e er summen av ekvivalent induktans i alle akseretninger.

$$\eta_i = \theta \cdot \sqrt{\frac{\psi_i \cdot (1 + 2 \cdot \gamma) - L_e \cdot B_{V,i} \cdot \gamma}{L_e \cdot B_{V,i} \cdot (1 - \gamma)}} - \mu \quad (3.8)$$

Ligning (3.8) beskriver orienteringsfaktoren til fibre. Orienteringsfaktoren er gjennomsnittlig cosinusverdi av vinkelen mellom fibre og akse som måles, altså hvor mye fibre bidrar i retningen som måles. Faktorene θ og μ konstante verdier og er oppgitt i tabell 3.2.6 og faktoren γ er satt til 0.05.

$$C_i = \frac{\eta_i}{\sum_{i=x,y,z} \eta_i} \quad (3.9)$$

C_i er en prosentverdi som beskriver fibrenes bidrag i de forskjellige akseretningene. C_i beregnes ved å dele orienteringsfaktoren i en retning på summen av orienteringsfaktorene i alle retningene.

Tabell 3.2.6: Konstanter brukt i beregning av fiberinnhold og -orientering.

Form	Dimensjon	Parameter				
		$B_{V,x}$	$B_{V,y}$	$B_{V,z}$	μ	θ
Sylinder	ø100 x 100	536	536	538	0,085	1,03
	ø150 x 150	1,789	1,789	1,809	0,085	1,03
Kube	100 x 100 x 100	695	695	695	0,100	1,03
	150 x 150 x 150	2,342	2,342	2,342	0,100	1,03

3.3 Beregningsmodell etter NB38

3.3.1 Designverdier for reststrekkfasthet

For å få til å medregne bidraget fra fiberarmeringen i betongens kapasitet må følgende krav være tilfredsstillt:

$$\frac{f_{R,1k}}{f_{ctk0,05}} \geq 0.5 \quad (3.10)$$

De karakteristiske restbøyestrekfasthetene $f_{R,1k}$ og $f_{R,3k}$ bestemmes gjennom bjelketester. For å unngå for gunstige resultater fra bøyeforsøk slik at spredningen i fasthet kan behandles konsistent, settes derfor en øvre grense for karakteristisk restbøyestrekfasthet tilsvarende 60% av midlere restbøyestrekfasthet, slik at:

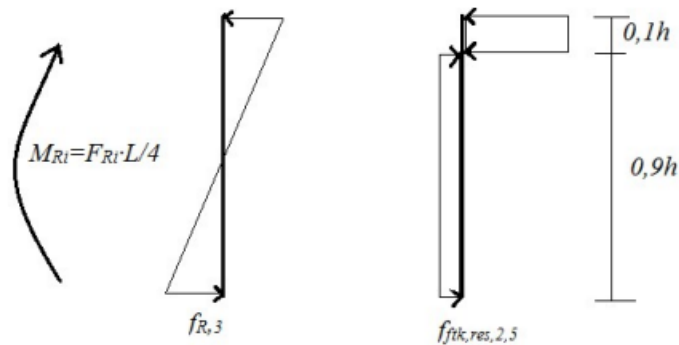
$$f_{R,1kb} = \min(f_{R,1k}, 0,6 \cdot f_{R,1}) \quad (3.11a)$$

$$f_{R,3kb} = \min(f_{R,3k}, 0,6 \cdot f_{R,3}) \quad (3.11b)$$

Fra 3-punkts bjelketest er det antatt at lasten blir tatt opp ved en lineær spenningsfordeling. Formlene for karakteristisk enaksiell reststrekkfasthet f_{Ftsk} og f_{Ftuk} baserer seg på en ideelt plastisk spenningsfordeling med konstante spenninger. For f_{Ftuk} antas en trykksonehøyde på $0.1h$ og for f_{Ftsk} antas en strekksonehøyde på $0.66h$. De ulike spenningsfordelingene er vist i figur 3.3.1, og er bakgrunnen til omregningsfaktorene på henholdsvis 0.45 og 0.37 . Dette gir følgende uttrykk:

$$f_{Ftsk} = 0.45 f_{R,1kb} \quad (3.12a)$$

$$f_{Ftuk} = 0.37 f_{R,3kb} \quad (3.12b)$$



Figur 3.3.1: Omregning mellom lineær- og ideelt plastisk spenningsfordeling [28].

Videre bestemmes de effektive karakteristiske enaksiale reststrekkfasthetene:

$$f_{Fts,ef} = \kappa_O \cdot \kappa_G \cdot f_{Ftsk} \rightarrow \text{SLS} \quad (3.13a)$$

$$f_{Ftu,ef} = \kappa_O \cdot \kappa_G \cdot f_{Ftuk} \rightarrow \text{ULS} \quad (3.13b)$$

For konstruksjonsdeler hvor man kan anta at fiberorienteringen er homogen settes fiberorienteringsfaktoren κ_O lik 1,0, eksempelvis i dekker. I konstruksjonsdeler hvor fibre har en ugunstig orientering settes $\kappa_O = 0.5$. Eksempelvis slanke konstruksjoner som vegger og søyler. For statisk ubestemte momentpåkjennte fiberarmerte plater med slakk- og/eller spennarmering på strekksiden kan dimensjonerende resttrekkfasthet multipliseres med en faktor κ_G for volumeffekter:

$$\kappa_G = 1,0 + 0,5 \cdot A_{ct} \leq \kappa_{G,max} = 1,5 \quad (3.14)$$

Hvor A_{ct} er arealet av strekksonen i m^2 .

Til slutt bestemmes de dimensjonerende resttrekkfasthetene:

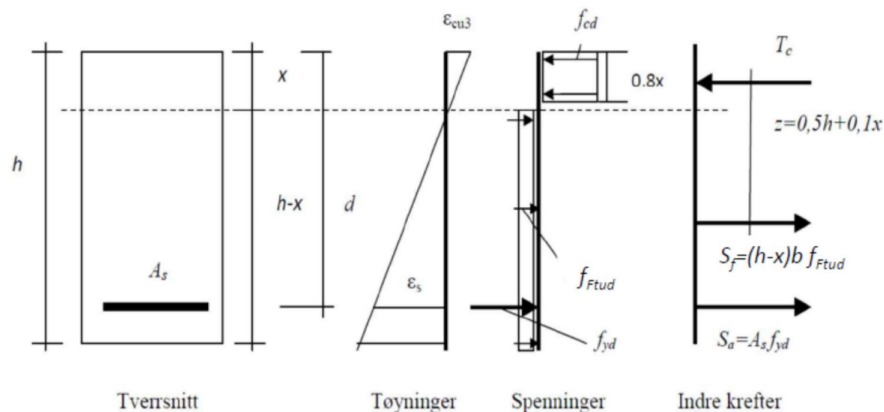
$$f_{Ftsd} = \frac{f_{Fts,ef}}{\gamma_{SF}} \rightarrow \text{SLS} \quad (3.15a)$$

$$f_{Ftud} = \frac{f_{Ftu,ef}}{\gamma_{SF}} \rightarrow \text{ULS} \quad (3.15b)$$

Hvor:

$$\gamma_{SF} = 1.5, \text{ Partiellfaktoren for fiberarmert betong}$$

3.3.2 Moment



Figur 3.3.2: Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av fiberarmert betong utsatt for ren bøyning [1].

I følge NB38 kan momentkapasitet av et fiberarmert tverrsnitt bestemmes ut i fra likevektsligninger basert på Figur 3.3.2. Det antas at resttrekkkapasiteten som kommer fra fiberarmeringen gir konstante spenninger over strekksonen i tverrsnittet. For å bestemme trykksonehøyden $x = \alpha \cdot d$ benyttes aksiallikevekt, som gir følgende uttrykk som løses for x :

$$T_c = S_f + S_a \quad (3.16)$$

$$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftud} + A_s \cdot f_{yd}$$

Når trykksonehøyden er kjent kan momentkapasiteten bestemmes ut i fra momentlikevekt om trykkresultantens angrepspunkt. Det gir følgende ligning for momentkapasitet:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_a(d - 0,4x) \quad (3.17)$$

Om den karakteristiske resttrekkfastheten f_{Ftud} er lavere en $2,5 \text{ N/mm}^2$ kan momentkapasiteten forenklet beregnes ved:

$$M_{Rd} = 0,4 \cdot f_{Ftud} \cdot b \cdot h^2 \quad (3.18)$$

3.3.3 Skjær

Selv om NB38 omhandler flere typer fiber gjelder beregningsreglene for skjær kun for stålfiberarmert betong. Formlene gjelder for bjelker, staver, plater og skall hvor forholdet mellom spennvidde og tverrsnittshøyde er minst 3 for tosidig opplegg og 1,5 for utgragede konstruksjonsdeler. Konstruksjonsdeler som ikke oppfyller dette kriteriet kan generelt beregnes og dimensjoneres ved hjelp av stavmodeller. I NB38 kontrolleres skjær og gjennomlokking på spenningsbasis, dette forklares med at det gir mer gjenkjennelige uttrykk.

Skjærberegninger deles inn i to deler:

1. Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering
2. Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

Det kreves ikke skjærarmering så fremt at følgende krav er oppfylt:

$$\tau_{Rdc,F} > \tau_{Ed} \quad (3.19)$$

Hvor:

τ_{Ed} er opptredende skjærspenning [MPa]

$\tau_{Rdc,F}$ er fiberbetongtverrsnittets skjærkapasitet uten skjærarmering [MPa]

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

Betongens skjærkapasitet settes aldri mindre enn følgende minsteverdi, hvor det ikke tas hensyn til armerings-tetthet:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (3.20)$$

Hvor verdien d_{dg} er størrelsen på største tilslag i betongen, og skal ta hensyn ujevnheter i skjærbruddsonen. d_{dg} settes som $16 + D_{lower} \leq 40$ for betong med $f_{ck} < 60\text{Mpa}$ og $16 + D_{lower} \cdot \left(\frac{60}{f_{ck}}\right)^2 \leq 40$ for betong med $f_{ck} > 60\text{Mpa}$. D_{lower} er laveste tillatte kornåpning på største sil for tilslaget i betongen.

Skjærkapasiteten til fiberarmerte konstruksjonsdelen bestemmes ved å addere sammen betongens bidrag til skjærkapasitet inkludert lengdearmering $\tau_{Rd,c}$ og bidraget fra stålfibrene f_{Ftud} . Det er gjennom sammenligninger mellom teori og forsøksresultater vist at det ikke alltid er riktig å addere fullt bidrag fra både det konvensjonelt armerte tverrsnittet og fiberarmeringen, det inkluderes derfor en reduksjonsfaktor η som reduserer førstnevntes bidrag.

For fiberbetong armert med slakkarmering i strekksonen og som ikke har beregningsmessig behov for skjærarmering uttrykkes skjærkapasiteten slik:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta \cdot \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} > \eta \cdot \tau_{Rd,cmin} + f_{Ftud} \quad (3.21)$$

Hvor:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{\gamma_c} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\eta = \max \left(\frac{1}{1 + 0.43 f_{Ftu}^{2.85}}; 0.4 \right)$$

Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

Tverrsnittets kapasitet består av to ledd, kapasiteten til skjærarmeringen $\tau_{Rd,s}$ og bidraget fra stålfibrene f_{Ftud} . Siden den fiberarmerte konstruksjonsdelen vil oppnå full kapasitet ved mindre deformasjoner enn skjærarmeringen inkluderes en reduksjonsfaktor på 0.75 for skjærarmeringen. For fiberarmert betong som har beregningsmessig behov for skjærarmering uttrykkes skjærkapasiteten slik:

$$\tau_{Rd,sF} = 0.75 \cdot \tau_{Rd,s} + f_{Ftud} \quad (3.22)$$

Hvor:

$$\tau_{Rd,s} = \frac{A_{sv}}{s} \cdot \frac{z}{bd} \cdot f_{yd} \quad (\text{Forutsatt rissvinkel} = 45^\circ)$$

$$\text{Momentarmen } z = 0.9d$$

3.3.4 Gjennomlokking

For konstruksjonsdeler hvor gjennomlokking er en mulig bruddform kontrolleres skjærkapasitet opp mot opptredende skjærspenning i en avstand $0,5d$ fra kant opplegg. Hvor opptredende skjærspenning beregnes som:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_{0,5} \cdot d_v} \quad (3.23)$$

Hvor:

$$\beta_e = 1.15 \text{ for indre søyler}$$

$$\beta_e = 1.4 \text{ for randsøyler og -vegger}$$

$$\beta_e = 1.5 \text{ for hjørnesøyler}$$

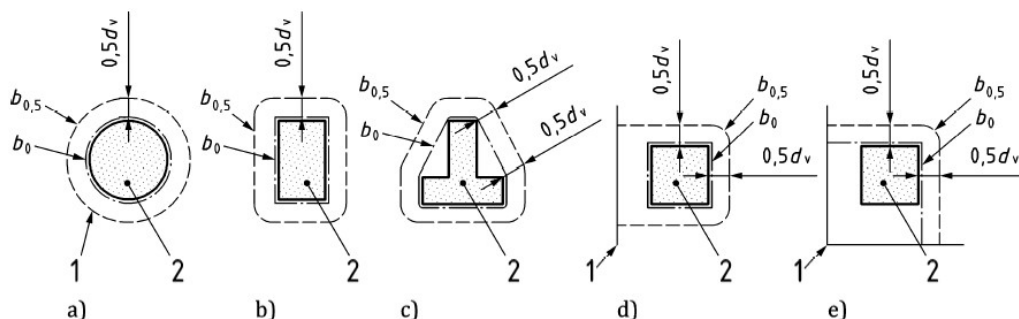
$$\beta_e = 1.2 \text{ for vegghjørner}$$

d_v = den gjennomsnittlige tverrsnittshøyden for armeringen i to retninger.

$b_{0,5}$ = lengden av kontrollsnittet

V_{Ed} = opptredende skjærkraft

Plasseringen av det kritiske kontrollsnittet for gjennomlokking for noen vanlige tilfeller er vist i Figur 3.3.3. I NB38 brukes b_0 for å beskrive det kritiske snittet, mens i EC2 brukes b_0 om randen langs opplager og $b_{0,5}$ om det kritiske snittet. For ordens skyld har vi valgt å bruke benevnelsen $b_{0,5}$ om det kritiske snittet og b_0 om randen langs opplager både i beregningene etter NB38 og Anneks L.



Key

1 slab edge

2 supporting area

Figur 3.3.3: Plasseringen av kritisk snitt for gjennomlokking i vanlige tilfeller [28].

Gjennomlokkingsberegninger deles inn i to deler:

1. Kontroll av gjennomlokking der det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering.
2. Kontroll av gjennomlokking i konstruksjonsdeler uten lengdearmering

NB38 angir ikke en egen metode for å finne kapasitet mot gjennomlokking for fiberarmert betong med skjærarmering.

Kontroll av gjennomlokking der det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering

Skjærkapasiteten for fiberarmerte tverrsnitt med lengdearmering bestemmes som:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} \quad (3.24)$$

hvor:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{\gamma_c} k_{pb} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0.6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}}$$

$$k_{bp} = \sqrt{5 \mu_p \frac{d_v}{b_{0.5}}} \leq 2,5$$

Armeringsforholdet ρ_l bestemmes ved å benytte middelveien av forankret strekkarmering over en platebredde lik søylebredden pluss $3d$ til hver side. μ_p er en koeffisient som tar hensyn til skjærgradienten og bøyemoment innenfor kontrollsnittet, og settes som:

$$\mu_p = 8 \text{ for indre søyler}$$

$$\mu_p = 4 \text{ for randsøyler og -vegger}$$

$$\mu_p = 2 \text{ for hjørnesøyler og vegg hjørner}$$

I kontrollsnitt der $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,cF}$, må det tilsettes mer fiber, eller benyttes skjærarmering, enten som oppbøyde stenger, bøyler eller stenger med T-hoder.

Kontroll av gjennomlokking i konstruksjonsdeler uten lengdearmering

Skjærkapasiteten til rent fiberarmert betong uten lengdearmering bestemmes som:

$$\tau_{Rd,cF} = f_{Ftud} \quad (3.25)$$

Altså at skjærkapasiteten er lik dimensjonerende reststrekkfasthet. Her er det antatt en rissvinkel på 45° og at kritisk snitt er $0,5d$ fra belastet flate.

3.3.5 Minimumsarmering

I NB38 tillates det bruk av fiberbetong uten konvensjonell armering så fremt det ikke er fare for liv ved sammenbrudd eller i unntakstilfeller der det ikke er nedstyrtingsfare. For konstruksjoner der sammenbrudd kan medføre tap av menneskeliv, er av stor samfunnsmessig eller økonomisk betydning, skal det i tillegg til de vanlige kontrollene påvises at bøyemomentet og aksialtrekkraftene i karakteristiske lastkombinasjoner kan bæres av tradisjonell slakkarmering eller spennarmering uten bidrag fra fiberarmering. I denne kontrollen kan alle last- og materialfaktorer settes lik 1.0. I praksis vil dette si at for dekker, som ikke ligger på direkte på grunn, må det inkluderes slakk- og/eller spennarmering for å være innenfor kravene.

3.4 Beregningsmodell etter EC2 Anneks L

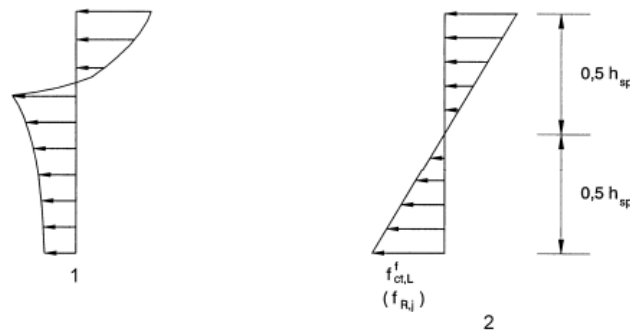
3.4.1 Designverdier for reststrekkfasthet

For å få lov til å medregne bidraget fra fiberarmeringen i betongens kapasitet må følgende krav være tilfredsstillt:

$$\frac{f_{R,1k}}{f_{ctk0,05}} \geq 0.5 \quad (3.26)$$

I Anneks L er det ingen beskrivelse av hvordan de karakteristiske restbøystrekkfasthetene $f_{R,ik}$ skal beregnes. I fremtiden skal dette inkluderes i material- eller teststandarden, slik at den karakteristiske verdien, beregnet med standardavvik, kontrolleres opp mot en øvre grenseverdi på $0.60 \cdot f_{R,i}$. Beregningene i denne oppgaven har brukt dagens utkast av Anneks L, og har derfor ikke kontrollert de karakteristiske verdiene opp mot den øvre grensen.

Fra 3-punkts bjelketest er det antatt at lasten blir tatt opp ved en lineær spenningsfordeling. Formlene for effektiv karakteristisk enaksiell reststrekkfasthet $f_{Ftsk,ef}$ og $f_{Ftuk,ef}$ baserer seg på en ikke-lineær spenningsfordeling. De ulike spenningsfordelingene er vist i figur 3.4.1. Dette gir omregningsfaktorene 0.37 for $f_{Fts,ef}$ og 0.33 for $f_{Ftu,ef}$.



Figur 3.4.1: Korreksjon mellom lineær- og ikke-lineær spenningsfordeling [3].

De effektive karakteristiske enaksiale restfasthetene bestemmes som:

$$f_{Fts,ef} = \kappa_O \cdot \kappa_G \cdot 0,37 \cdot f_{R,1k} \rightarrow \text{SLS} \quad (3.27a)$$

$$f_{Ftu,ef} = \kappa_O \cdot \kappa_G \cdot 0,33 \cdot f_{R,3k} \rightarrow \text{ULS} \quad (3.27b)$$

Hvor:

κ_G = volumfaktor

κ_O = fiberorienteringsfaktor

Generelt bør $\kappa_O = 0.5$ brukes med mindre annet er spesifisert eller verifisert gjennom testing. For moment, skjær og gjennomlokking kan $\kappa_O = 1.0$ benyttes direkte i bjelker og dekker av betong i konsistensklasse S2-S5 i henhold til EN 206. Denne faktoren korresponderer til forventet orienteringsverdi ved testing i henhold til NS-EN 14651. Det tillates også å bruke $\kappa_O > 1.0$, men dette må verifiseres gjennom forsøk. Hvis $\kappa_O > 1.0$ benyttes i en retning må κ_O settes betydelig lavere enn 1.0 i den andre.

κ_G er en faktor som tar hensyn til størrelsen på elementet og er avhengig av arealet av strekksonen i tverrsnittet. Grunnen til at regelverket er bygget opp slik, er siden det i mindre elementer kan oppstå svakere tverrsnitt med mindre fiber, siden fibre legger seg mer eller mindre tilfeldig i betongen. I større elementer hvor bruddflaten også er større, vil slike svake soner sjeldent opptre over hele bruddsnittet. Derfor vil disse tilfeldighetene rundt hvordan fibre plasseres seg jevne seg ut [29]. κ_G beregnes etter følgende formel:

$$\kappa_G = 1.0 + A_{ct} \cdot 0.5 \leq 1.5 \quad (3.28)$$

Hvor:

A_{ct} = Arealet av tverrsnittets strekksonen (i m²) involvert i brudd.

Videre beregnes de dimensjonerende restbøyestrekkefasthetene som:

$$f_{Ftsd} = \frac{f_{Fts,ef}}{\gamma_{SF}} \rightarrow \text{SLS} \quad (3.29a)$$

$$f_{Ftud} = \frac{f_{Ftu,ef}}{\gamma_{SF}} \rightarrow \text{ULS} \quad (3.29b)$$

Hvor:

$\gamma_{SF} = 1.5$, Partiellfaktoren for fiberarmert betong

3.4.2 Moment

Momentkapasiteten beregnes på samme måte som i NB38. Først bestemmes trykksonehøyden x ved aksiell likevekt, og deretter momentkapasiteten M_{Rd} ved momentlikevekt om trykkresultantens angrepspunkt.

3.4.3 Skjær

Bidraget fra stålfiber skal ikke medregnes for elementer utsatt for skjær i kombinasjon med strekk fra eksterne laster. Skjærberegninger deles inn i to deler:

1. Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering
2. Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering

Det kreves ikke skjærarmering så fremt at følgende krav er oppfylt:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cf} \quad (3.30)$$

Hvor:

τ_{Ed} er dimensjonerende skjærspenning

$\tau_{Rd,cf}$ er den fiberarmerte betongens kapasitet uten skjærarmering

Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

Betongens skjærkapasitet settes aldri mindre enn følgende minsteverdi, hvor det ikke tas hensyn til armerings-tetthet:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_V} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (3.31)$$

Skjærkapasiteten til den fiberarmerte konstruksjonsdelen bestemmes ved å addere sammen betongens bidrag til skjærkapasitet inkludert lengdearmring $\tau_{Rd,c}$ og bidraget fra stålfibrene f_{Ftud} . I likhet med i NB38 benyttes en faktor, η_{cF} , for å redusere betongens bidrag.

For betong armert med slakkarmring i strekksonen og som ikke har beregningsmessig behov for skjærarmring uttrykkes skjærkapasiteten slik:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_{cF} \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \geq \eta_{cF} \cdot \tau_{Rdc,min} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \quad (3.32)$$

Hvor:

$$\eta_{cF} = \max(1.2 - 0.5f_{Ftuk}; 0.4) \leq 1.0$$

$$\eta_F = 1.0$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.66}{\gamma_V} \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d})^{\frac{1}{3}}$$

Det er i dagens utkast av Tillegg L ingen beskrivelse av hvordan skjærkapasiteten til fiberarmert betong uten langsgående armering skal beregnes. Dette kommer av at minimumskravene til armering ikke kan tilfredstilles utelukkende med fiber. Både uttrykket for $\tau_{Rdc,min}$ og $\tau_{Rd,c}$ inneholder faktorer som er knyttet opp mot slakkarmeringen, henholdsvis flytespenning f_{yd} og armeringsforholdet ρ_l . For rent fiberarmerte konstruksjoner vil disse verdiene derfor ikke være relevante. En kan derfor anta at skjærkapasitet til rent fiberarmerte elementer kan håndteres likt som i NB38, der all skjærspenning må tas opp av fibrene. Kapasiteten kan dermed uttrykkes som:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_F \cdot f_{Ftud} \quad (3.33)$$

Hvor:

$$\eta_F = 1.0$$

Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmring

For fiberarmert betong armert med slakkarmring i strekksonen og som har beregningsmessig behov for skjærarmring uttrykkes skjærkapasiteten slik:

$$\tau_{Rd,sF} = (\eta_{sw} \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} + \eta_F \cdot f_{Ftud}) \cdot \cot\theta \geq \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (3.34)$$

Hvor:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}$$

$$\eta_{sw} = 0,75$$

$$\eta_F = 1,0$$

θ = vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften

3.4.4 Gjennomlokking

I likhet med for vanlig skjær, er det ingen beskrivelse på hvordan kapasiteten til rent fiberarmerte tverrsnitt skal beregnes. Det antas at kapasiteten kan uttrykkes som i ligning (3.33).

Kapasitetsberegninger i gjennomlokking deles inn i to deler:

1. Gjennomlokkingskapasitet av stålfiberarmerte dekker uten skjærarmering
2. Gjennomlokkingskapasitet av stålfiberarmerte dekker med skjærarmering

Gjennomlokkingskapasitet av Stålfiberarmerte dekker uten skjærarmering

For plater med langsgående armering uttrykkes kapasiteten som:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \geq \eta_c \cdot \tau_{Rdc,min} + f_{Ftud} \quad (3.35)$$

Hvor:

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} \leq 1.0$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0.6}{\gamma_V} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0.5}{\gamma_V} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$1 \leq k_{pb} = 3.6 \cdot \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0.5}}} \leq 2.5$$

$$\eta_F = 0.4$$

Gjennomlokkingskapasitet av stålfiberarmerte dekker med skjærarmering

For å beregne kapasiteten adderes uttrykket for normalarmerte dekker med skjærarmerings gjennomlokkingskapasitet med bidraget fra fibrene. Som gir uttrykket:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_{sw} \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \geq \rho_w \cdot f_{ywd} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \quad (3.36)$$

Hvor:

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} \leq 1.0$$

$$\eta_{sw} = 0.75$$

$$\eta_F = 0.4$$

3.4.5 Minimumsarmering

Plater utsatt for bøyemoment og normalkraft kan minimumskravene til hovedarmering delvis erstattes med stålfiber, så lenge tverrsnittet armert med $A_{s,min}$ har kapasitet nok til å bære rissmomentet. Kravet er dermed:

$$M_{R,min}(N_{Ed}) \geq M_{cr}(N_{Ed}) \quad (3.37)$$

Hvor:

$M_{R,min}(N_{Ed})$ = momentkapasitet for et tverrsnitt armert med minimumsarmering utsatt en kombinasjon av moment og normalkraft inkludert fiberarmering.

Minimum hovedarmering kan maksimalt reduseres med en faktor på 0,5. For sekundærarmeringen i enveisplater kan all minimumsarmering erstattes med stålfiber.

3.5 Grunnlag for kapasitetsberegninger

Det er gjort kapasitetsberegninger av plater og veggskiver i henhold til både NB38 og Anneks L. Kapasitetsberegningene er gjort for moment M_{Rd} og gjennomlokking V_{Rd} , siden dette er de aktuelle bruddformene for elementene. Moment- og gjennomlokkingskapasiteten er regnet om til bruddlast for å direkte kunne sammenligne beregningene mot labresultater. Bruddlasten for moment er bestemt ved stripe-, flytlinje- og elementmetode. Bruddlasten for gjennomlokking er beregnet ved å finne spenninger direkte fra formlene gitt i NB38 og Anneks L og omregne disse til kraft. Dimensjonene som er brukt til å utforme de statiske systemene er oppgitt i tabell 3.2.5.

I tillegg til å bruke regelverk fra både NB38 og Anneks L, er det regnet med midlere- og karakteristisk materialfastheter. I de midlere beregningene er det benyttet midlere betongfasthet f_{cm} , midlere effektiv enaksial reststrekkfasthet for fibrene $f_{Ftu,ef}$ og karakteristisk flytespenning f_{yk} for slakkarmeringen. De karakteristiske beregningene er gjort med karakteristiske verdier for de nevnte materialparametrene. Den midlere- og karakteristiske betongfastheten er hentet direkte fra EC2 Tabell 3.1. Material- og lastfaktorer er i alle beregninger satt lik 1.0. Fiberorienteringsfaktoren κ_O er ulik avhengig av om det er moment eller gjennomlokking som kontrolleres, og elementets støperetning. For moment er $\kappa_O = 1.0$ for plater og $\kappa_O = 0.5$ for veggskiver, mens $\kappa_O = 1.0$ for i gjennomlokking uavhengig av støpeorientering. Siden platenes og testtriggens egenvekten er liten sammenlignet med den påførte lasten, er egenvekt neglisjert i alle beregningene.

I vedlegg D vises fullstendige beregningseksempler for bestemmelse av karakteristisk momentkapasitet. fremgangsmåten for midlere kapasitet vil være tilsvarende, men med andre materialfastheter. Vedlegget inneholder beregninger etter både NB38 og Anneks L for plate 1 og 11. Det er også inkludert iterasjonsmetoden som er benyttet for å inkludere effekten av overkantsarmeringen i veggskive 13 og 14.

3.5.1 Moment

Momentkapasiteten er omregnet til punktlaster som tilsvarer bruddlasten fra den hydrauliske pressa ved hjelp av stripe-, flytlinje- og elementmetode. I vedlegg E er det vist beregningseksempler på hvordan de tre metodene er benyttet.

I henhold til NB38 er det kun tillatt å inkludere en økt volumfaktor for statisk ubestemte plater. Dette er tolket som at økt volumfaktor hovedsakelig er begrenset til kontinuerlige plater. Som et resultat av denne tolkningen er det valgt å bruke $\kappa_G > 1.0$ for noen av platene i beregninger i henhold til NB38. I Anneks L stilles det ingen krav til når κ_G kan økes, men det stilles derimot et generelt krav til minimumsarmering. Et krav som ikke er tilfredsstillt for de rent fiberarmerte platene. I kapasitetsberegningene er derfor en volumfaktor $\kappa_G > 1.0$ kun inkludert for platene med slakkarmering beregnet etter Anneks L, henholdsvis P11-16. I alle andre tilfeller er κ_G satt lik 1.0.

κ_G beregnes som:

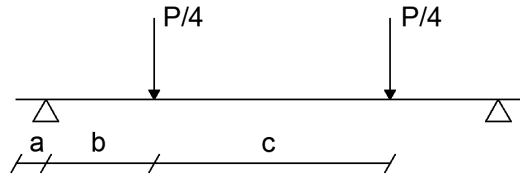
$$\kappa_G = 1.0 + 0.5 \cdot A_{ct} = 1.0 + 0.5 \cdot l_{crit} \cdot (h - x)$$

Der A_{ct} er arealet av tverrsnittet langs bruddsonen som er i strekk og x er høyden på trykksonen. For å finne l_{crit} er det antatt et bruddmønster som vist i figur 3.5.2, som igjen er justert for opplager- og lastplassering for de ulike platestørrelsene. Dette gir kritisk snitt på henholdsvis 3863 mm, 4263 mm og 6711 mm for plater med bredde 1.2 m, 1.3 m og 2.0 m.

For bestemmelse av κ_G må først størrelsen på trykksonen bestemmes. I uttrykket for trykksonehøyden x , inngår reststrekkfastheten, som igjen er avhengig av κ_G . Fastsettelsen av κ_G kan av denne grunn utføres som en iterativ prosess, der κ_G varieres for å beregne tverrsnittarealet i strekk og den valgte κ_G verdien kontrolleres deretter opp mot $1 + 0.5 \cdot A_{ct}$. Denne metoden gir en presis løsning innenfor det toleransekravet en setter. Denne prosessen kan løses i Python, Excel, Mathcad eller andre lignende verktøy. Det er også mulig å løse κ_G uten iterasjon. Presisjonen er ikke lik som ved iterasjon, men absolutt god nok. Førstnevnte metode er benyttet i beregningene.

Stripemetode

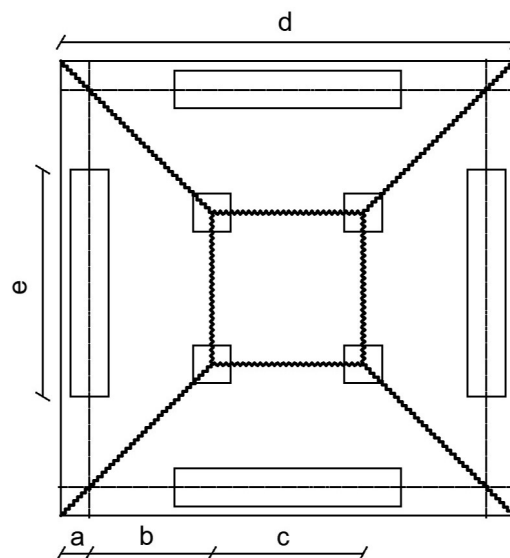
De fire punktlastene skal bæres som moment i x- og y-retning, hvor halve lasten bæres i hver retning, $\gamma = 0.5$. Det statiske systemet kan beskrives som vist på figure 3.5.1, hvor utkragningen med lengde a er neglisjert. Opptredende momentet kan derfor uttrykkes som $M_{Ed} = \frac{P}{4} \cdot b$. Uttrykket løses deretter for P hvor M_{Ed} erstattes med beregnet momentkapasiteten M_{Rd} . Kapasiteten er beregnet for 1 meter platebredde i området hvor elementet har størst momentbelastning.



Figur 3.5.1: Det statisk systemet som er benyttet for beregninger med stripemetode.

Bruddlinjemetode

For å kunne bruke plastiske beregningsmetoder for plater, uten ytterligere påvisning i henhold til EC2, må trykksonen $\leq 25d$ ved brudd og armeringstålet være i klasse B eller C [3]. Samtidig stilles det egne krav i Anneks L for plastiske beregninger av fiberarmert betong, da duktiliteten til stålfiberarmerte konstruksjoner er lavere enn for normalarmert betong. Både i NB38 og Anneks L krever plastiske beregninger av plater at de må være statisk ubestemte, noe det er antatt at platene som testes her ikke er. Det er likevel antatt at omfordelingen av moment er god nok til at bruddmekanismen kan utvikles fullt ut for alle plater, og at bruddlinjeberegninger derfor er gyldige.



Figur 3.5.2: Den antatte bruddmekanismen i kapasitetsberegningene.

For alle elementene er bruddlinjemønsteret vist i figur 3.5.2 antatt. De faste dreieaksene passerer gjennom senter opplager. Dette gir følgende uttrykk for rotasjonsvinkel, hvor lengden b varierer avhengig av platens størrelse og lastplasseringen:

$$\theta = \frac{w}{b}$$

Den totale lengden av bruddlinjene er summen av lengden til de fire indre og projeksjonen av de skrå ned til de faste dreieaksene. Siden platen får en vinkel på begge sider av de skrå bruddlinjene må disse projiseres til begge sider. I beregningene for de ulike elementene varierer momentkapasiteten og dimensjonene ut i fra

platens dimensjoner og batch. Det indre arbeidet er summen av lengden på alle bruddlinjene multiplisert med rotasjonsvinkelen og momentkapasiteten slik at det kan uttrykkes som:

$$A_i = 4 \cdot M_{Rd} \cdot (c + 2(a + b)) \frac{w}{b}$$

Det ytre arbeidet beregnes som summen av de fire punktlastene multiplisert med den virtuelle nedbøyningen w . Lastutbredelsen fra punktlastene neglisjerer, da den ikke har påvirkning på resultatet. Det ytre arbeidet kan dermed uttrykkes om:

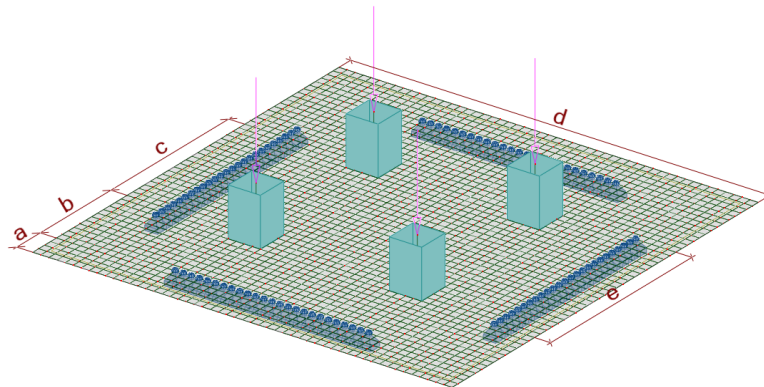
$$A_y = 4 \cdot \frac{P}{4} \cdot w = Pw$$

Til slutt settes det indre- og ytre arbeidet lik hverandre, og uttrykket løses for lasten P . Den beregnede lasten P er da platens teoretiske bruddlast:

$$P = 4 \cdot M_{Rd} \cdot \frac{(c + 2(a + b))}{b}$$

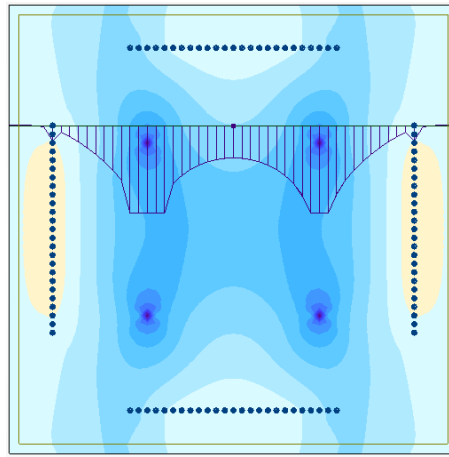
Lineær elementmetode

Figur 3.5.3 viser modellen utarbeidet i Autodesk Robot Structural Analysis. Det er benyttet rotasjonsfrie punktopplegg i alle noder langs linjen som inngår i opplagere, slik at betongelementet tillates å rotere over opplagere. De fire punktlastene er plassert på korte søyler med dimensjon 100x100 mm, for å ta hensyn til punktlastenes lastareal. Robot benytter fire noders firkantede diskre Kirchhoff plate elementer for å løse problemer med platebøyning. Dette ligger inne som standard og programmet velger automatisk hvilke element som skal brukes. Det er valgt å bruke et uniformt mesh med elementstørrelse på 25 mm.



Figur 3.5.3: Element modell fra Autodesk Robot Structural Analysis.

For at løsningen fra elementmetoden skal være best mulig må resultatene bearbeides. Robot vil automatisk hente resultater fra optimale punkt i elementer hvor løsningen er mest riktig å ekstrapolere verdien ut til nodene. På denne måten oppnår man høyere konvergensrate enn å bruke resultatene direkte. Løsningen fra elementmetoden vil opprinnelige inneholde gap mellom naboelementer. Dette er løst ved lokal "averaging" hvor det brukes gjennomsnittsverdien mellom alle elementer som deler samme node. På denne måten vil løsningen bli kontinuerlig over hele geometrien. For å unngå urealistisk høye momenttopper, er toppene under punktlastene fordelt ut over en avstand lik tverrsnittshøyden. Dette gjøres ved en innebygd funksjon i Robot som reduserer momentet under søylene som utgjør punktlastene i riggen. På grunn av symmetri er resultatene for moment bare analysert langs et snitt i x-retning som vil være likt i y-retning, mens torsjonsmomentet er neglisjert. Gjennom iterasjon ble lasten justert slik at det maksimale opptredende momentet samsvarte med momentkapasiteten til 1 meter platebredde. I figur 3.5.4 vises et eksempel på hvordan momentet som dreier rundt y-aksen lese av i snittet som går over punktlastene.



Figur 3.5.4: Bearbeiding av resultat fra elementmetode.

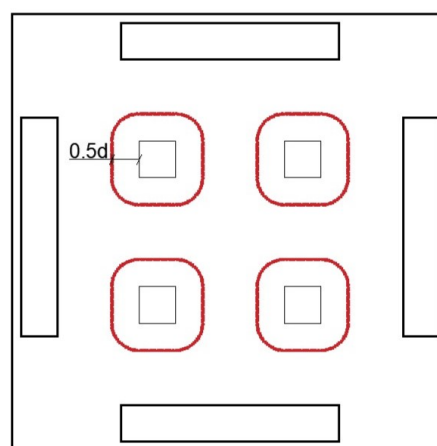
3.5.2 Gjennomlokking

Den antatte bruddkonfigurasjonen er som vist i figur 3.5.5. Den teoretiske kapasiteten tilsvarer en last som gir bruddspenninger i hele tverrsnittet langs det kritiske snittet. Gjennomlokkingskapasiteten er beregnet for den konsentrerte lasten fra en av de fire punktlastene en avstand $0.5d_v$ i fra opplegg. Lastarealet er satt lik størrelsen på stålplatene mellom HEB-profilet og betongen, 100×100 mm. For å finne bruddlasten er de opptredende spenningene τ_{Ed} satt lik kapasiteten $\tau_{Rd,cF}$. For de uarmerte platene neglisjeres bidrag fra betongen og kapasiteten settes lik fibrenes reststrekfastheten. For de slakkarmerte platene, P11-16, inngår den opptredende skjærspenningen τ_{Ed} i uttrykket for kapasiteten $\tau_{Rd,cF}$. For å løse uttrykket er det iterert for å finne en opptredende spenning slik at $\tau_{Ed} = \tau_{Rd,cF}$. Dette er gjort i MathCad og Excel Solver. Det er antatt at virkningen av lasten fra pressa vil være lik den fra en indre søyle, slik at β_e er satt til 1,15. Siden kapasiteten i gjennomlokking beregnes for én lastflate, må den multipliseres med fire for å finne den totale kraften fra pressa:

$$V_{Rd} = 4 \cdot V_{Ed,i}$$

Hvor:

$V_{Ed,i}$ er gjennomlokkingskapasiteten langs ett snitt



Figur 3.5.5: Kritisk snitt for gjennomlokkingsbrudd.

4 Resultat

I dette kapitlet presenteres alle resultater fra labforsøk og teoretiske beregninger. Første del omhandler tester utført på laboratoriet. Dette inkluderer 3-punkts bjelketest, induktiv test og platetest. For bjelketestene presenteres restbøyestrekfasthetene for hver enkelt batch, mens for de induktive testene presenteres fiberinnhold og fiberorientering. Fra platetestene presenteres last-deformasjonskurver, bruddlast og bruddmønster for samtlige plater. Den andre delen tar for seg platenes teoretiske beregnede kapasitet. Her er det sett på både moment og skjær, i form av gjennomlokking. De beregnede verdiene bygger på resultatene fra bjelketestene, og er benyttet som grunnlag for å sammenligne NB38 og Anneks L opp mot testresultatene. Det ses her på direkte sammenligning av bruddlast, men også hvordan fibrenes bidrag påvirkes av betongblanding og armeringsforhold.

I sammenligningene mellom beregnet kapasitet og bruddlast fra test brukes uttrykket *utnyttelsesgrad*. Normalt beregnes utnyttelsesgrad som hvor stor andel av kapasiteten den påførte lasten utgjør. I denne oppgaven er det valgt å snu om på formelen. Utnyttelsesgraden uttrykker dermed hvor stor andel av bruddlasten den beregnede kapasiteten utgjør. Dette er gjort for å, i moment, kunne kontrollere resultatet opp mot en utnyttelsesgrad på 1.0 (som tilsvarer 100 %). Utnyttelsesgraden beregnes dermed som:

$$\text{Utnyttelsesgrad} = \frac{\text{Teoretisk bruddlast}}{\text{Bruddlast fra test}}$$

Dette fører til at kapasitetsberegningene i moment er på sikker side når:

$$\text{Utnyttelsesgrad} < 1.0 \quad \text{eller} \quad \text{Utnyttelsesgrad} < 100\%$$

4.1 NS-EN 14651: 3-punkts bjelketest

Resultatene fra bjelketestene er restbøystrekkfasthetene $f_{ct,L}$, $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ og $f_{R,4}$ for hver enkelt bjelke. Systemet som er brukt beregnet disse verdien automatisk med utgangspunkt i last og nedbøyning, i henhold til NS-EN 14651. Midlere restbøystrekkfasthet for hver av de respektive rissviddene for hver prøveserie er beskrevet i tabell 4.1.1. Tabellen viser også standardavviket og variasjonskoeffisienten for hver enkelt prøveserie. Figur 4.1.1 viser resultatene fra 3-punkts bjelketest grafisk. Her er det også inkludert en linje for 60 % av middelverdien. En oppsummering middelverdien for alle prøveseriene er vist i figur 4.1.2.

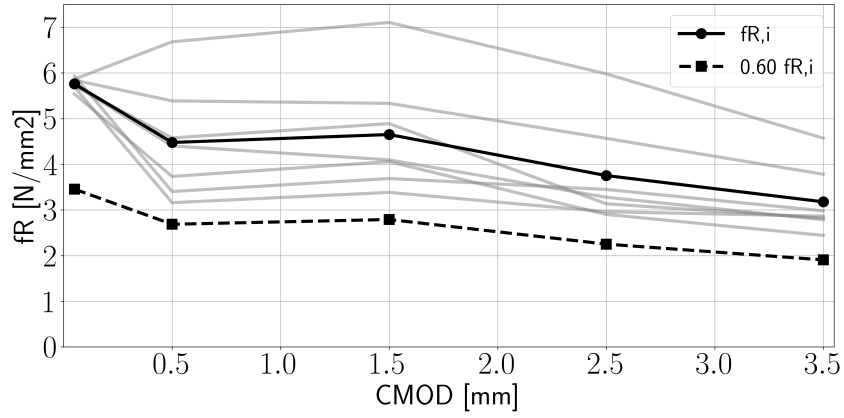
Videre er $f_{R,3}$ brukt for bestemmelse av reststrekkfasthet til kapasitetsberegninger i bruddgrensetilstand. Den karakteristiske restbøystrekkfastheten er beregnet ut i fra middelverdien fra prøveserien og er korrigert for standardavvik i henhold til ligning (3.3). For beregning etter Anneks L er disse verdiene brukt direkte videre. Etter NB38 er disse verdiene først sjekket opp mot en øvre grense på 60 % av middelverdien for testserien. Verdiene til de karakteristiske restbøystrekkfasthetene som er brukt videre i beregningene er presentert i tabell 4.1.2.

Tabell 4.1.1: Midlere restbøystrekkfasthet, standardavvik (S) og variasjonskoeffisient (CV) ved alle CMOD for samtlige prøveserier.

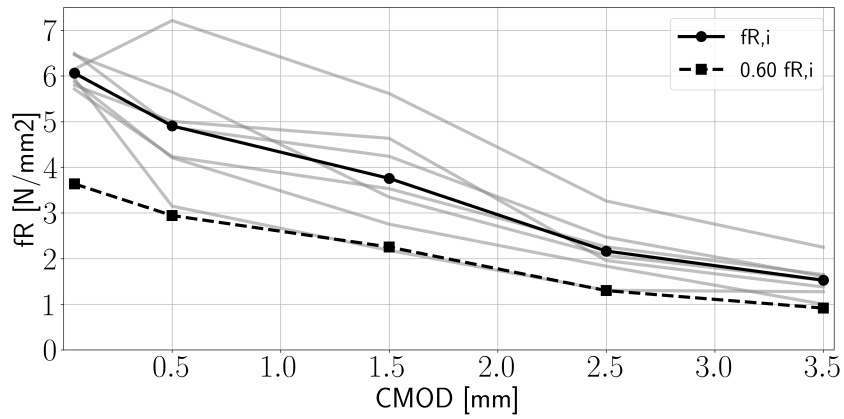
Batch		$f_{ct,L}$	$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$	
B1	Midlere	5.76	4.48	4.65	3.75	3.18	[N/mm ²]
	S	0.131	1.235	1.274	1.131	0.738	[-]
	CV	2%	28%	27%	30%	23%	[%]
B2	Mid.	6.06	4.91	3.76	2.17	1.53	[N/mm ²]
	S	0.314	1.285	1.166	0.606	0.388	[-]
	CV	5%	26%	31%	28%	25%	[%]
B3	Mid.	5.85	3.37	3.47	2.60	2.15	[N/mm ²]
	S	0.301	0.734	0.692	0.589	0.485	[-]
	CV	5%	22%	20%	23%	23%	[%]
B5-S	Mid.	6.32	5.68	4.57	3.51	2.69	[N/mm ²]
	S	0.684	0.908	0.724	0.575	0.447	[-]
	CV	11%	16%	16%	16%	17%	[%]
B5-D	Mid.	6.13	4.72	4.09	2.91	2.09	[N/mm ²]
	S	0.215	1.029	1.150	0.893	0.672	[-]
	CV	4%	22%	28%	31%	32%	[%]

Tabell 4.1.2: Karakteristiske restbøystrekkfastheter ved CMOD₃.

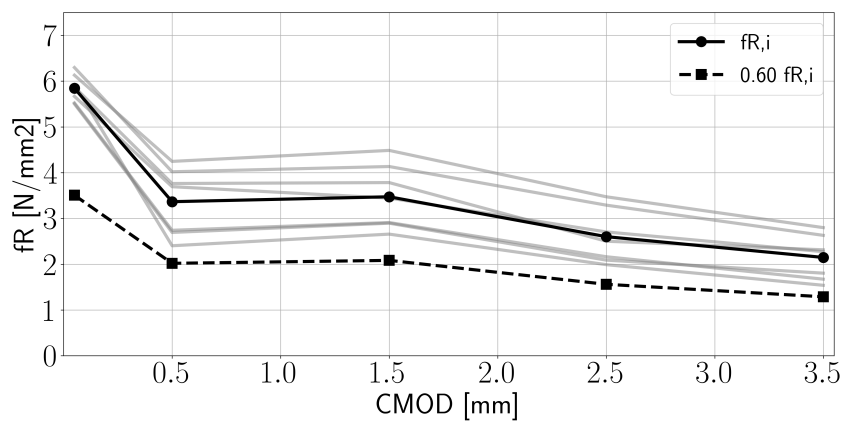
Batch	Anneks L	NB38
1	1.83	1.83
2	1.14	1.14
3	1.60	1.56
5-S	2.53	2.10
5-D	1.39	1.39



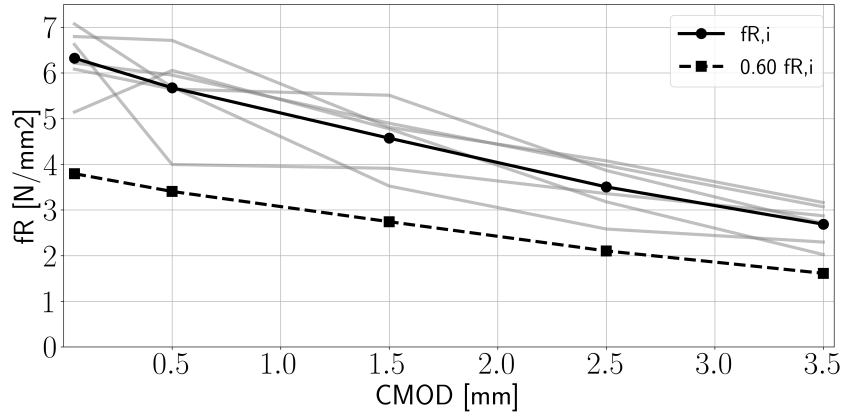
(a) Batch 1



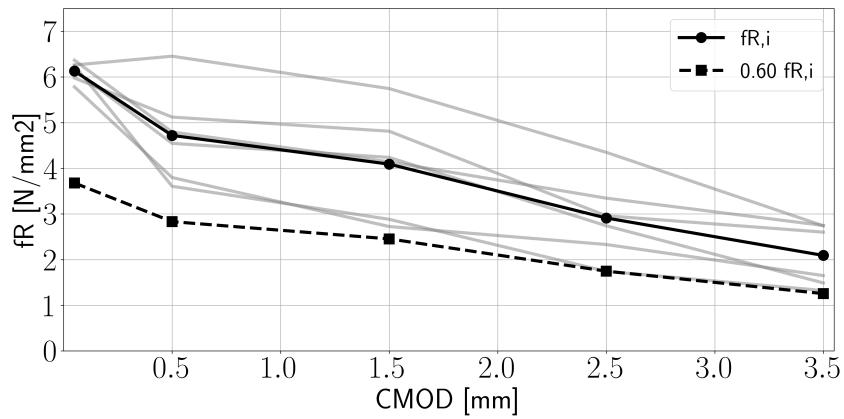
(b) Batch 2



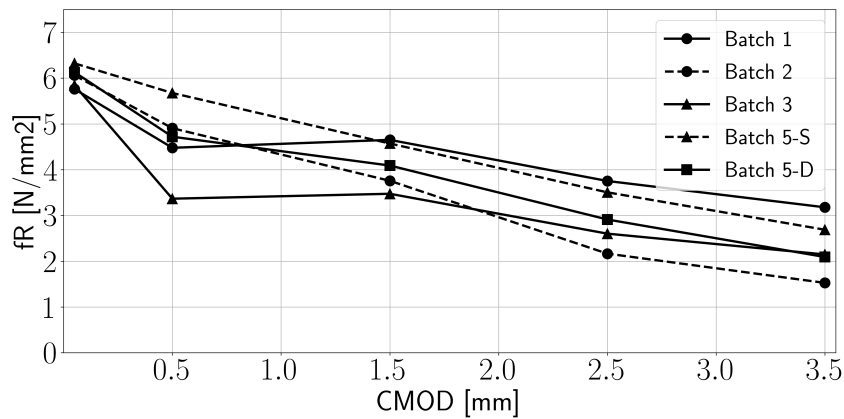
(c) Batch 3



(d) Batch 5-S



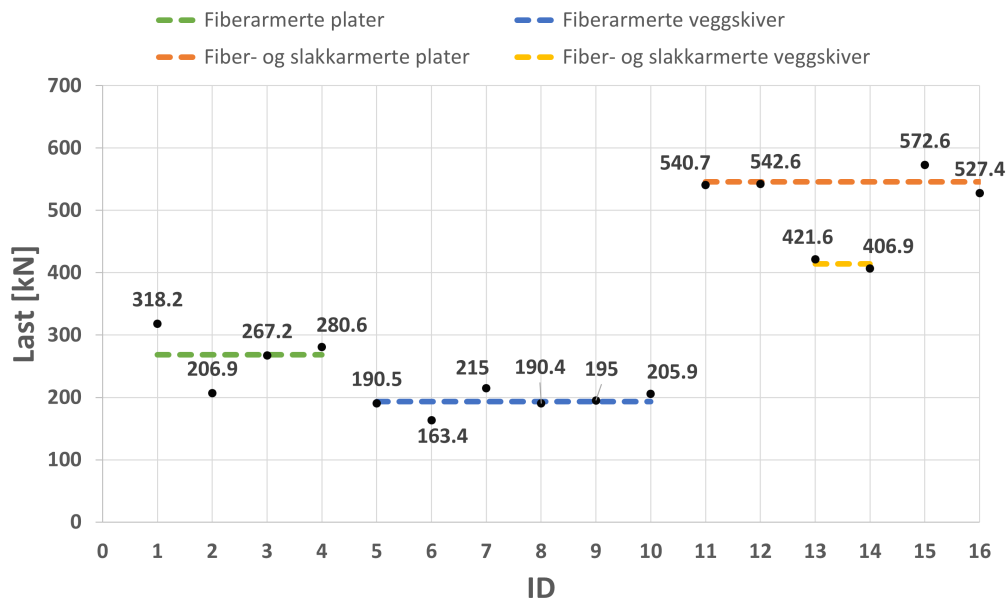
(e) Batch 5-D

Figur 4.1.1: Resultater 3-punkts bjelketest - Restbøyestrekfasthet.**Figur 4.1.2:** Midlere restbøyestrekfasthet for alle prøveserier.

4.2 Platetester

4.2.1 Bruddlast

Figur 4.2.1 viser bruddlastene fra testene for alle platene. I tabell 4.2.1 er det sammen med bruddlast, vist risslast og utnyttelsesgrad ved første riss. Bruddlasten er den høyeste målte verdien på hydraulikkpressen, mens risslasten er hentet manuelt fra kameraene. Kameraene tok kontinuerlig bilder av elementenes underside under testing og logget også tilhørende last til hvert bilde. Risslasten er bestemt fra det første bildet hvor det kunne observeres riss. Utnyttelsesgraden er beregnet ved å dele risslasten på bruddlasten.



Figur 4.2.1: Plot av bruddlasten til alle plater med inndeling etter elementtype

Tabell 4.2.1: Bruddlast, risslast og utnyttelse ved første riss

ID	Første riss		Bruddlast [kN]
	Risslast [kN]	Utnyttelse [%]	
1	206	65	318
2	131	63	207
3	-	-	267
4	170	61	281
5	121	64	191
6	107	65	163
7	119	55	215
8	110	58	190
9	108	55	195
10	111	54	206
11	200	37	541
12	187	35	543
13	100	24	422
14	88	22	407
15	300	52	573
16	273	52	527

Figur 4.2.1 viser at det er relativt liten variasjon i bruddlast mellom elementer med lik utforming. Av elementene kun armert med fiber har platene en bruddlast omkring 270 kN og veggskivene noe lavere omkring 190 kN. Bruddlasten til elementene med stangarmering i tillegg til fibre er for plater omkring 540 kN, og vegger omkring 410 kN. Selv om dimensjoner og lastplassering er noe forskjellig mellom plater og veggskiver, viser resultatene tydelig påvirkningen støpeorienteringen har på bæreevne.

Resultatene viser at første riss oppstår ved omkring samme relative last for like elementer. Den laveste utnyttelsesgrad ved første riss er hos de slakkarmerte elementene P11-P14. Når slakkarmering introduseres i de vertikalstøpte elementene reduseres størrelsen på risslasten. En ser det samme eksempelet for et av de horisontalstøpte der det slakkarmerte P11 har en lavere risslast enn det uarmerte P1. For de største platene P15-P16 er det ingen rent fiberarmerte og sammenligne med, men utnyttelsen ved første riss ligger på ca. det samme som flere av veggskivene. Reduksjon i risslast for de slakkarmerte elementene kommer som følger av svinn. Svinn (sammentrekning) gir strekk i armeringen og trykk i betongen, noe som fører til tidligere opprissing.

4.2.2 Last og deformasjon

Behandling av data

Resultatene fra laben inneholder måledata i form av tid, last og forskyvning. Det er målt vertikale forskyvninger av både den hydrauliske pressa og flere LVDT montert på betongens overflate. Det er også forsøkt å måle rissvidde med horisontalt monterte LVDT. Figurere presentert i dette avsnittet viser lasten og den vertikale forskyvningen målt av pressa. De horisontale LVDT ga resultater med varierende kvalitet. Disse er ikke inkludert.

I de opprinnelige labdataene er den første delen av last-deformasjonskurven ikke lineær. Dette stemmer ikke overens med våre antagelser om stadium I tverrsnitt, da et stadium I tverrsnitt er urisset og last-deformasjonskurven i dette området skal være lineær. Årsaken til at dette ikke er tilfellet, er sammensatt, men skyldes sannsynligvis deformasjoner i treplatene under lastpunktene og opplager, i tillegg til noe åpenrom mellom opplegg og plate, som gjør at platen må få "satt seg".

Alle plottene er derfor korrigert slik at starten på grafen er lineær. Dette er gjort ved å finne starten på området dataene er lineær, trekke en linje mellom to punkter i dette området og deretter forlenge denne linja ned til den skjærer x-aksen:

$$x_0 = x_1 - \frac{y_1}{k}$$

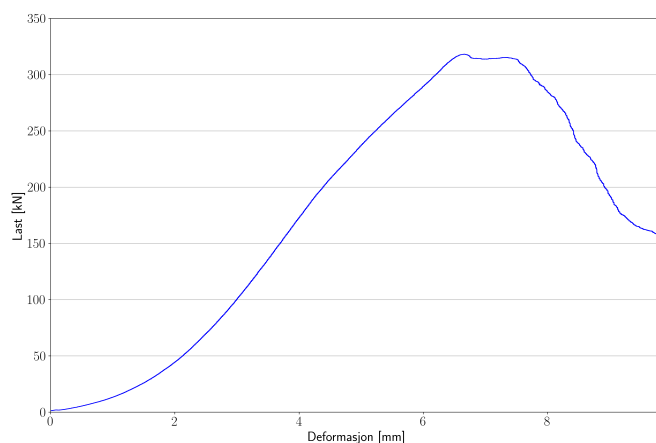
Hvor:

$$k = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}, \text{ linjas stigningstall}$$

$$x_1, y_1 = \text{koordinater til punkt 1}$$

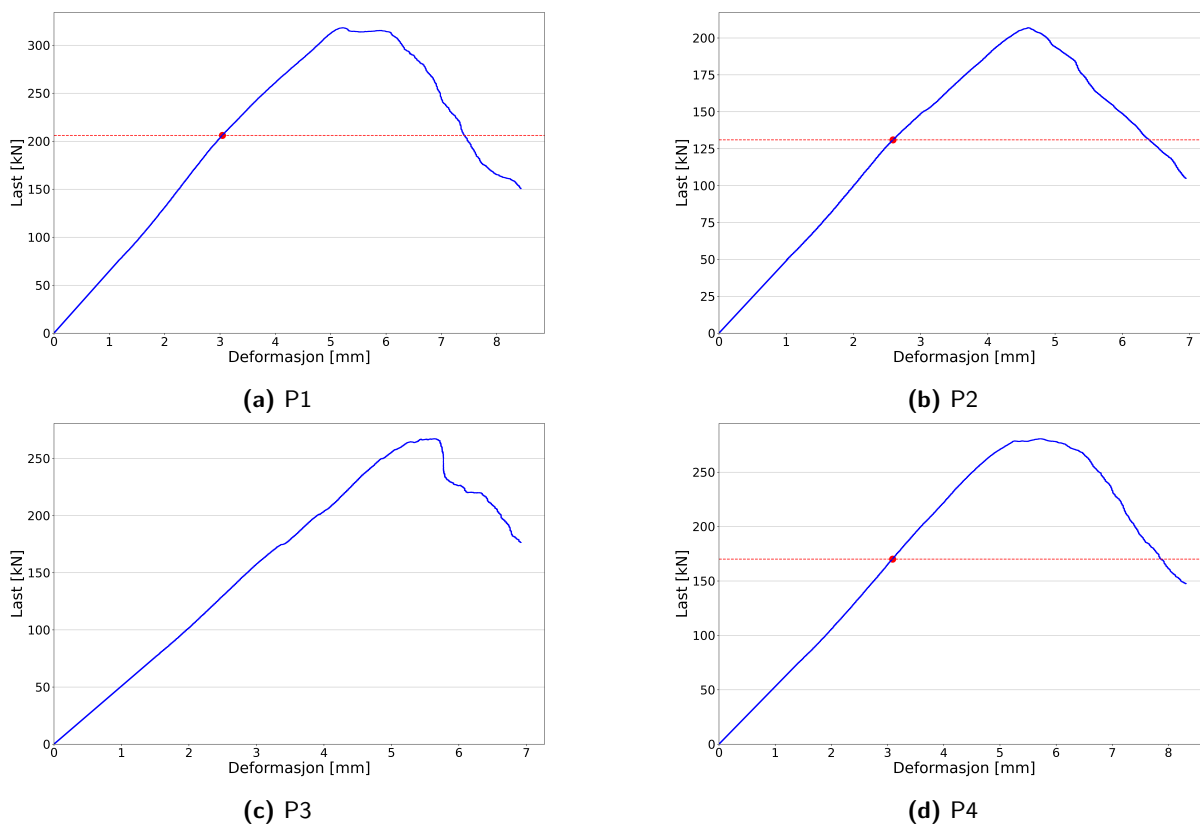
$$x_2, y_2 = \text{koordinater til punkt 2}$$

Alle datapunkter før x_0 fjernes deretter fra datasettet. Den nye linjens skjæringspunkt med x-aksen er ikke gjennom origo, og må korrigeres for dette. Korreksjonen gjøres ved å subtrahere x-verdien til skjæringspunktet fra alle x-punktene i datasettet. Hele grafen forskyves da horisontalt slik at den skjærer gjennom origo.

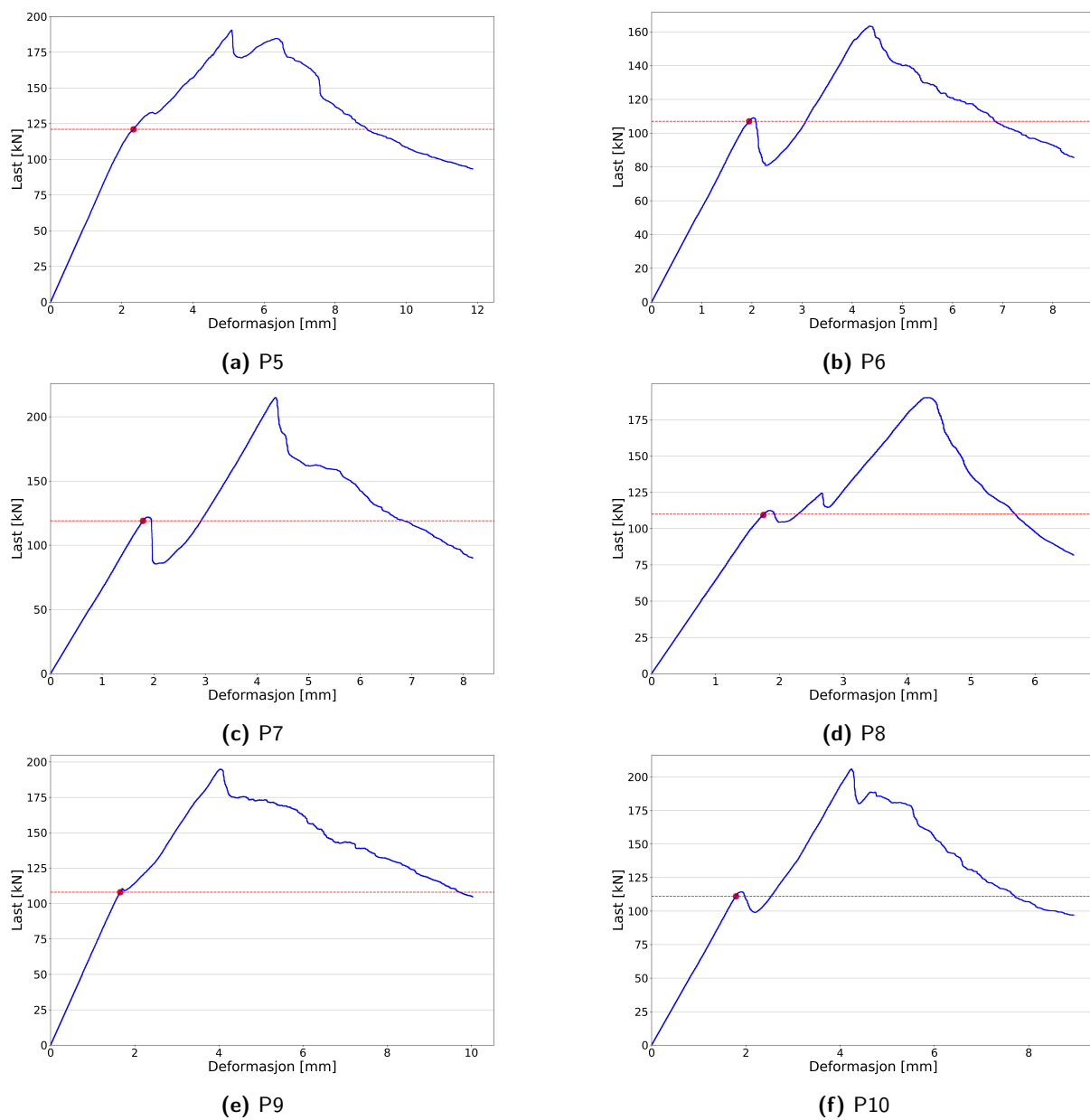


Figur 4.2.2: En ikke-korrigert last-deformasjonskurve for P1.

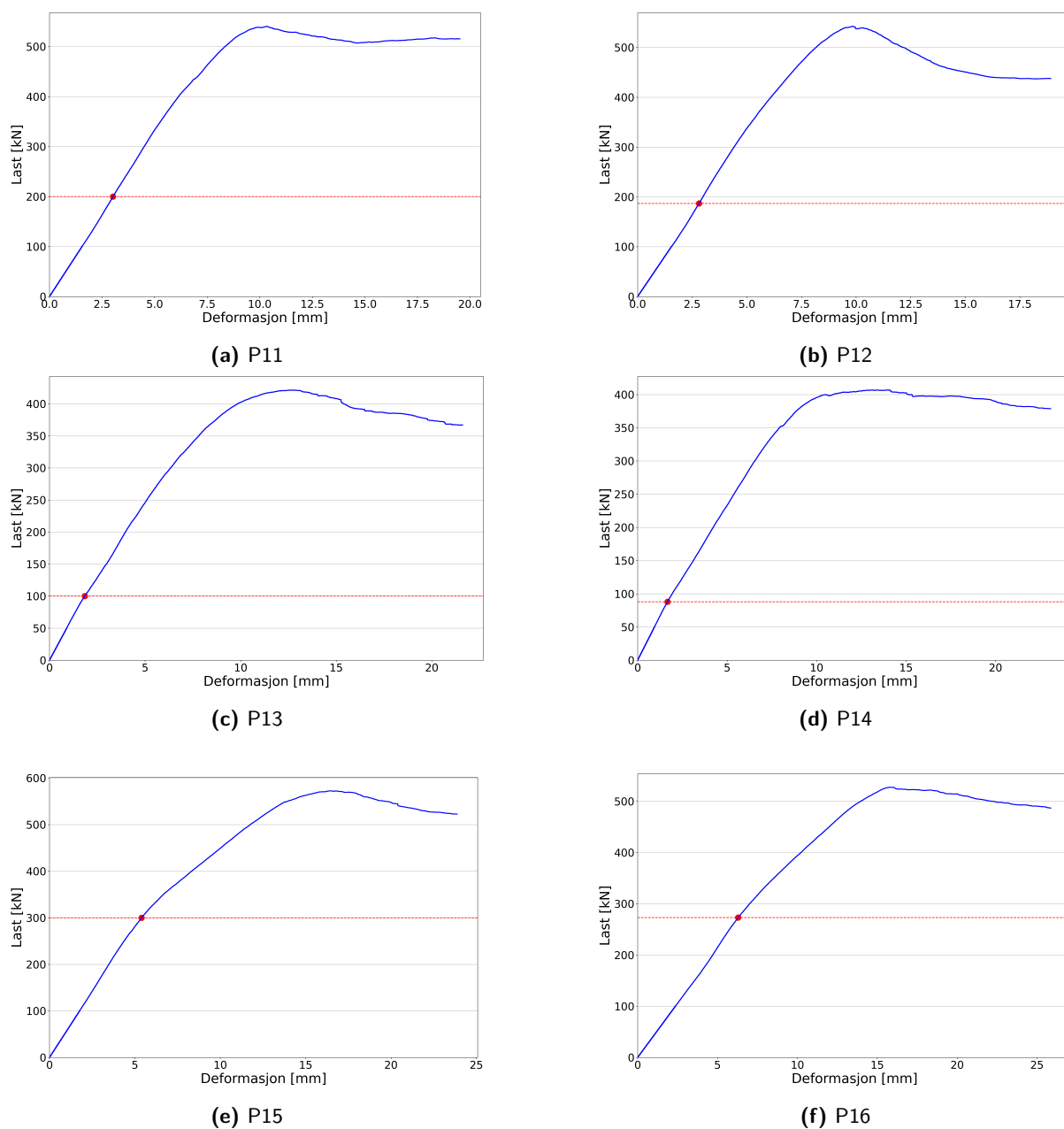
Last-deformasjonskurven til platene fra laboratorietestene er vist i figur 4.2.3, 4.2.4 og 4.2.5. Alle datasettene er korrigert i henhold til beskrivelsen over. Platens visuelt observerte risslast er markert med en horisontal linje og et punkt på kurven. Dette gjelder for alle plater, med unntak av P3 der risslasten mangler. En samling av alle kurvene fra hver elementtype er vist i figur 4.2.6. Det skilles her mellom slakkarmert og ikke-slakkarmert, og mellom horisontal- og vertikalstøpt for de ikke-slakkarmerte.



Figur 4.2.3: Last-deformasjonskurve P1-P4.



Figur 4.2.4: Last-deformasjonskurve P5-P10.



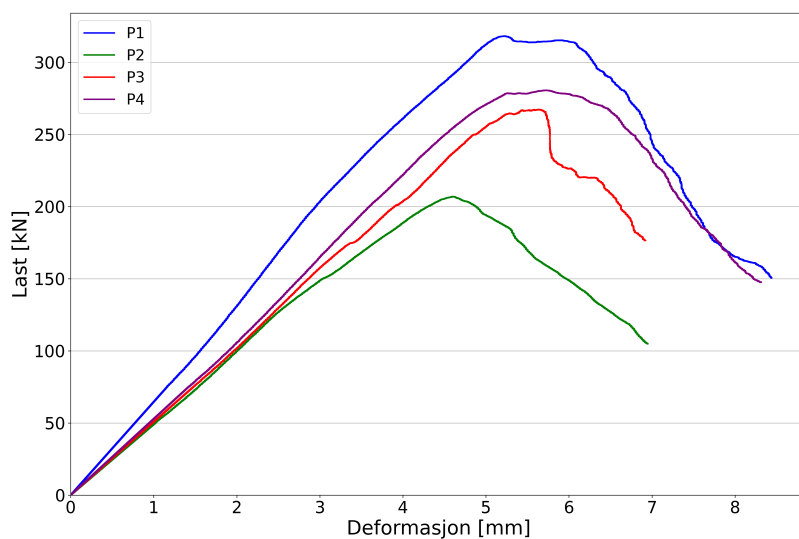
Figur 4.2.5: Last-deformasjonskurve P11-P16.

Last-deformasjonskurvene viser tydelige forskjeller i elementenes oppførsel. For de uarmerte horisontalstøpte platene, P1-4, er kurven relativt glatt og tilnærmet lineær frem til like før bruddlasten. Det er først etter toppunktet lasten avtar. For P2 og P3 faller lasten noe raskere etter maks last, enn for P1 og P4. De to sistnevnte har forøvrig betongen med høyest restbøystrekkfasthet, batch 1. På grunn av de glatte kurvene kan ikke risslasten tydelig observeres kun ut i fra last-deformasjonskurvene.

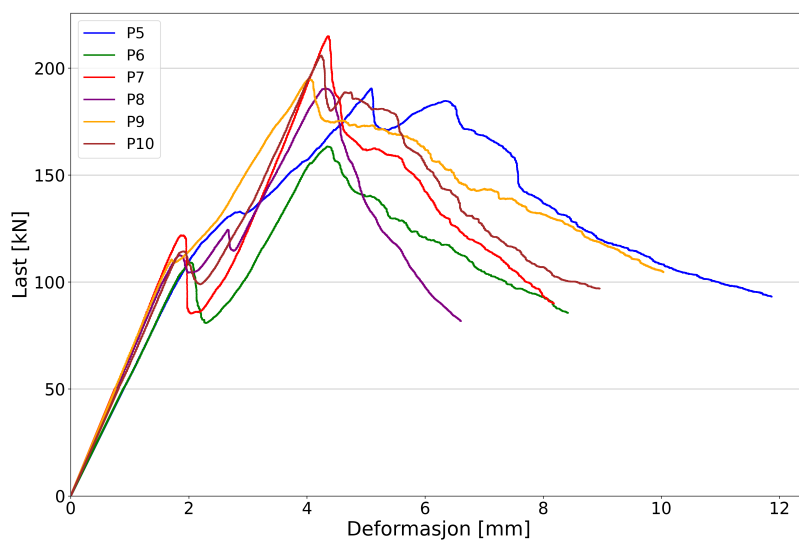
For de uarmerte vertikalstøpte veggskivene, P5-10 er kurvene ikke like glatte. Her kan det observeres tydelige fall i lasten, før den igjen øker for samtlige plater. For P6 og P7 er fallet betydelig, mens for de andre noe mindre. Ved å sammenligne risslasten og last-deformasjonskurvene, kan en tydelig se at kurvens første fall kommer omtrent ved risslasten. Dette kan tyde på en mindre homogen fordeling av fibre enn hos de horisontalstøpte uarmerte elementene, og at disse krever større riss for å få omfordelt kreftene i plata.

Hos de slakkarmerte elementene viser kurvene liten forskjell mellom de to ulike støpemetoden. Kurvene er mer eller mindre glatte frem til bruddlast, og det er en jevn reduksjon i last etter. Dette tyder på at slakkarmeringen har en større innvirkning på kurven enn fibre. Dette kommer av at slakkarmeringen sørger for bedre omfordeling av kreftene, og dermed hindrer større riss i det som ellers ville vært svakhetssoner.

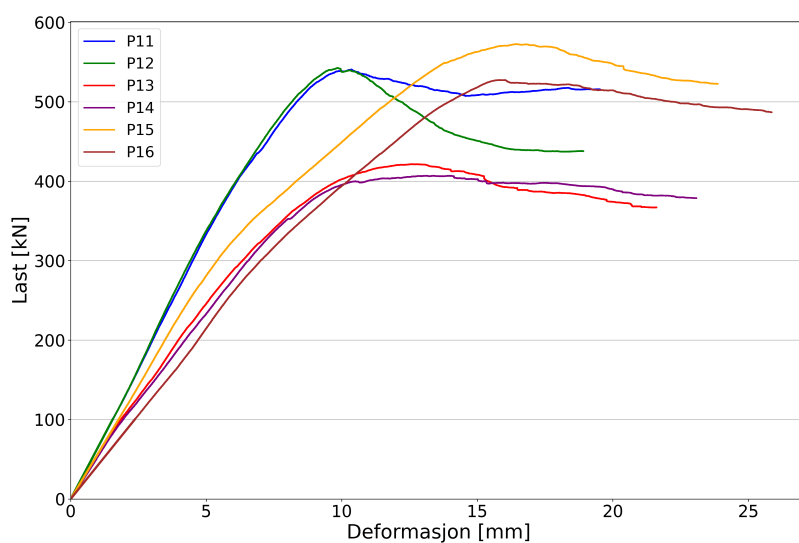
Når en neglisjerer bruddlast og kun ser på formen på last-deformasjonskurven, er det støpemetode og armeringsforhold som er mest betydningsfullt. Når elementene uten slakkarmering støpes horisontalt, som en plate, ser det ut til at det ikke trengs større riss for at fibre skal bidra, men at de virker jevnt hele veien. For de vertikalstøpte må det oppstå riss av en betydelig størrelse før fibre yter full effekt. Dette kommer av at de ulike støpemetodene påvirker hvordan fibre orienterer seg i betongen. Når slakkarmering introduseres sørger den for bedre omfordeling av krefter, slik at effekten av svakhetssoner i betongen grunnet fiberorientering reduseres.



(a) Rent fiberarmerte plater: P1-P4



(b) Rent fiberarmerte veggskiver: P5-P10



(c) Slakkarmerte plater og veggskiver: P11-P16

Figur 4.2.6: Sammenligning av last-deformasjonskurver for ulike elementtyper.

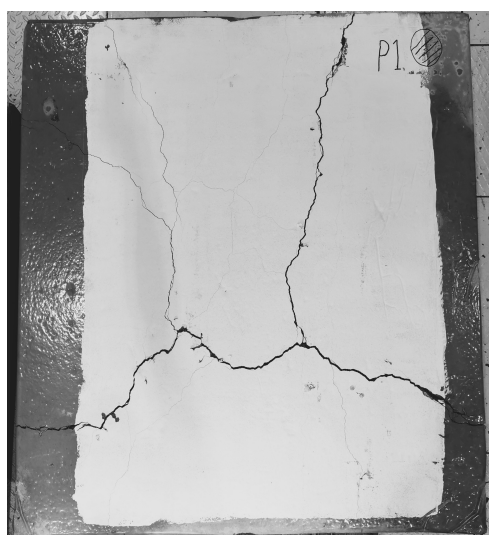
Sammenligningen av last-deformasjonskurver mellom de uarmerte platene P1-P4 viser at P1 og P4 har de høyeste bruddlastene. Begge disse er støpt med batch 1 som også har den høyeste reststrekkfastheten. Videre har P3 større bruddlast enn P2 selv om P3 er støpt med batch 2 (stålfiber) som har lavere reststrekkfasthet enn batch 3 (basaltfiber) som P2 er støpt med. Derfor beskriver ikke reststrekkfastheten hele materialoppførselen til elementene uten slakkarmering.

Last-deformasjonskurvene for de vertikalt støpte veggskivene viser at P7 og P10 oppnår den høyeste bruddlasten. Begge disse elementene er armert med basaltfiber, som har betydelig lavere reststrekkfasthet enn batch 1. Noe som kan tyde på at fiberorienteringen til basaltfibre er mer gunstig sammenlignet med stålfibre i veggskiver. Deretter er det element P9 og P10, begge støpt med batch 1, som har høyest bruddlast. Til slutt kommer P8 og P6 som er støpt i henholdsvis batch 3 og batch 2. Sett bort i fra elementene armert med basaltfiber viser sammenligningen god sammenheng mellom reststrekkfastheten til de forskjellige batchene og bruddlasten til elementene.

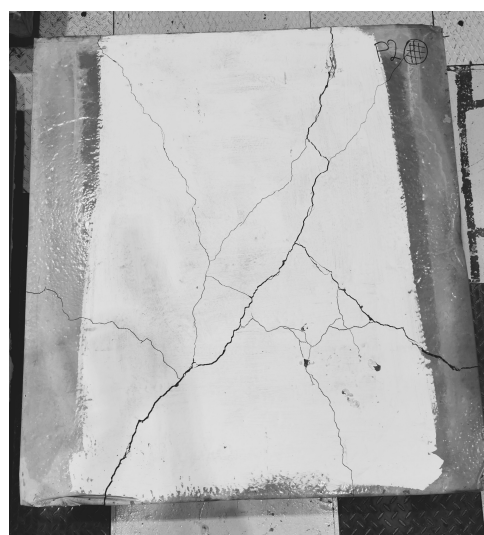
Sammenlignes bruddeformasjonene mot hverandre viser last-deformasjonskurvene at elementer uten slakkarmering oppnår bruddlast ved mindre deformasjoner enn de armerte. De uarmerte elementene har en bruddeformasjon på omkring 4-6 mm, mens de armerte elementene oppnår brudd ved deformasjoner omkring 10-17 mm. Bruddlast oppnås altså ved over dobbelt så store deformasjoner i de slakkarmerte elementene, noe som kan indikere at det ikke er fullt samvirke mellom slakkarmeringen og fibre.

4.2.3 Bruddmønster

Før testing ble alle plater malt hvite på undersiden for å gjøre riss mer synlige. Etter testing ble platene lagt ned med undersiden opp, og deretter avbildet. Bruddlinjene og de største rissene var tydelige på egenhånd, men de mindre var til dels vanskelige å se. For å sikre at alle riss var synlige på bildene ble det markert med sort tusj langs de mindre rissene. Bruddmønsteret og rissfordelingen for P1-4, P5-10 og P11-16 er vist i henholdsvis figur 4.2.7, 4.2.8 og 4.2.9. Støpepunktet er markert i form av en sirkel på alle elementene. For plate 16, hvor støpepunktet varierte, markerer sirkelen punktet utstøpingen startet.



(a) P1



(b) P2



(c) P3

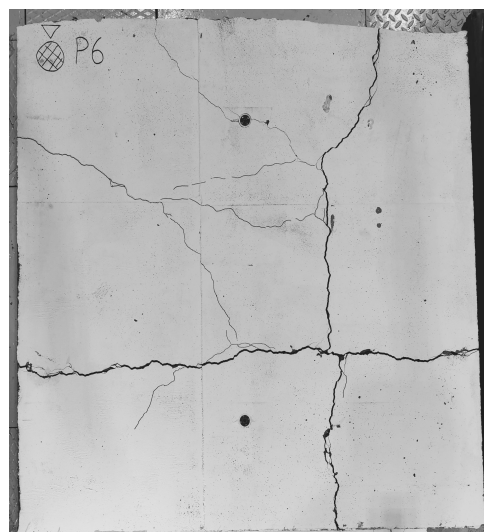


(d) P4

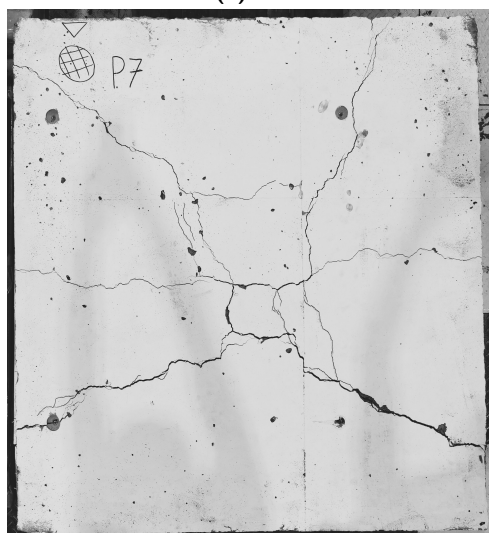
Figur 4.2.7: Bruddmønster rent fiberarmerte plater: P1-4



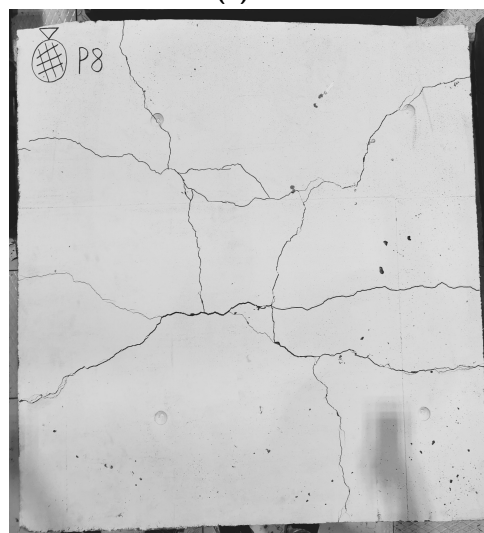
(a) P5



(b) P6



(c) P7



(d) P8



(e) P9

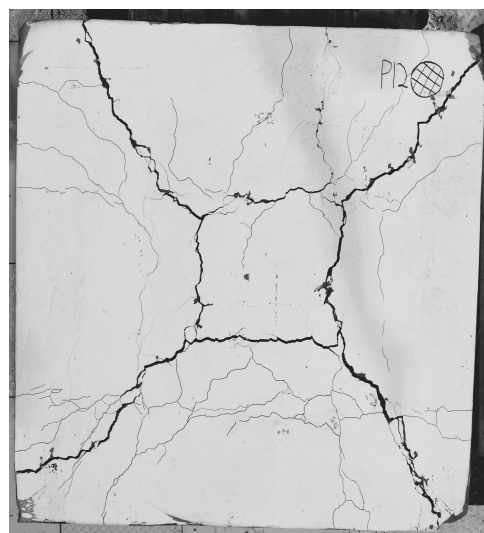


(f) P10

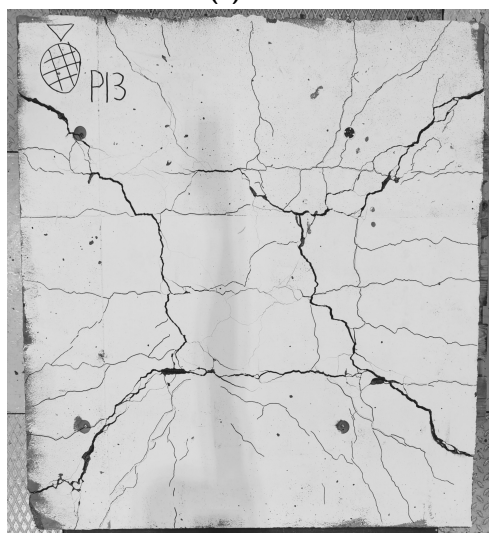
Figur 4.2.8: Bruddmønster rent fiberarmerte veggskiver: P5-10



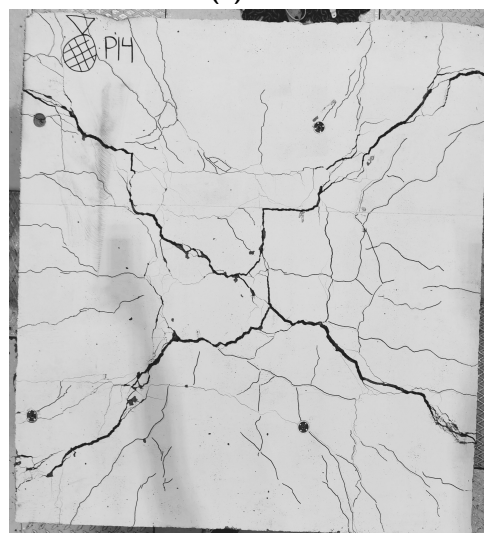
(a) P11



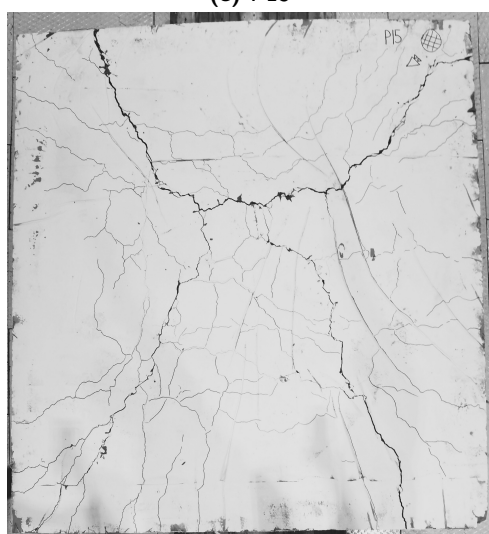
(b) P12



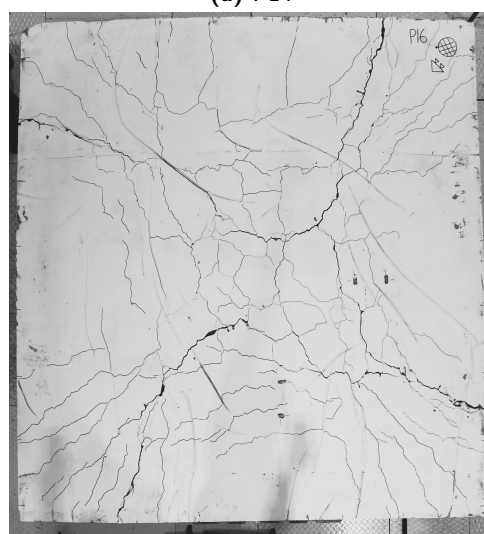
(c) P13



(d) P14



(e) P15



(f) P16

Figur 4.2.9: Bruddmønster slakkarmerte plater og veggskiver: P11-16

Bildene viser at alle platene har utviklet et fullt bruddmønster, noe som tilsier at elementene er duktile nok til å omfordele moment og bære last i begge retninger. Av denne grunn kunne platene ha blitt betraktet som statisk ubestemte. Dette ville medført at κ_G -faktoren også kunne blitt inkludert for de stangarmerte platene etter NB38. Element P11-P16 har bruddmønstre som ligner på det som er antatt i beregningene. Særlig for plate 12 og vegg 13 er bruddlinjene nesten identiske med det som er antatt på forhånd. Rissmønsteret for element P1-P10 avviker i større grad fra det som er antatt, noe som medfører at bruddlinjeberegningene ikke nødvendigvis gir en god løsning. Bruddmønstrene kan tyde på at elementene kun armert med fibre, P1-P10, ikke får omfordelt momenter tilstrekkelig til å utvikle det antatte bruddmønsteret.

Det kan observeres at rissvidden i hovedrissene er større for element P11-P14 enn resten av elementene. Slakkarmeringen gjør disse mer duktile, slik bruddlasten oppnås ved større deformasjoner. Siden de ytre dimensjonene for disse elementene er lik som de uarmerte vil dette gi større krumning og derav større riss. De største platene, plate 15 og 16, har større ytre dimensjon enn resten. Disse er også testet for større deformasjoner, men på grunn av større ytre mål blir ikke krumningen og derav rissene like store.

Forskjellen i rissutvikling mellom P15 og P16 kan muligens være relatert til forskjellen i støpemetoden for disse platene. P15 er støpt i fra et stasjonært punkt i hjørne, mens for P16 er pumpe slangens først i et sikk-sakk mønster under støp. Rissene hos P16 er spredd mer utover hele platen og hovedrissene er mindre fremtredende. Dette kan tyde på at fibrene får en mer homogen fordeling og platen klarer dermed å omfordele spenningene bedre. Det samme kommer også frem i beregningene, hvor plate 16 har et beregningsresultat som stemmer bedre overens med labresultatet. Plate 15 har tydeligere hovedriss og de resterende rissene er mer konsentrert rundt hovedrissene.

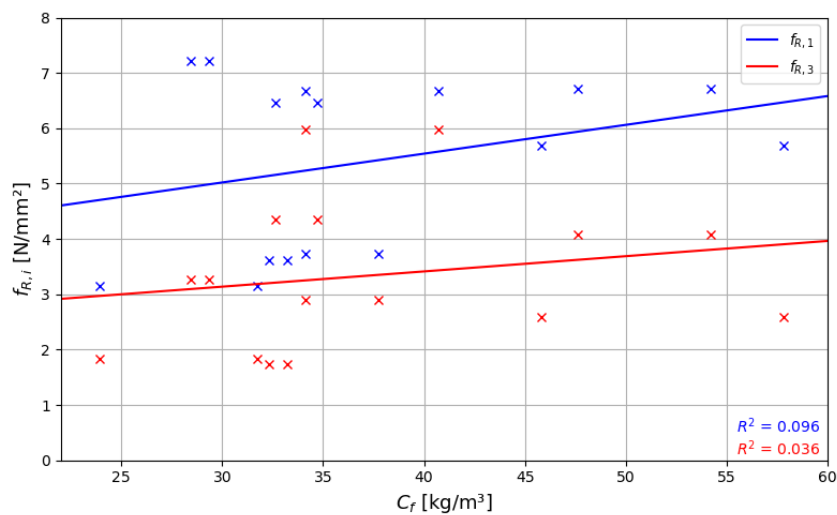
4.3 Induktiv test

For åtte av bjelkene som ble brukt i 3-punkts bjelketest er det gjennomført induktiv testing for å se om det kan observeres en sammenheng mellom restbøystrekkfasthet, fiberinnhold og fiberorientering. Restbøystrekkfastheten er avhengig av hvor mye fiberarmering som krysser bruddsnittet, altså både det totale fiberinnholdet og fiberorienteringen. Testkubene er skjært på hver side av bruddsnittet og resultatene vil derfor ikke beskrive nøyaktig hvordan fibre krysser bruddflaten.

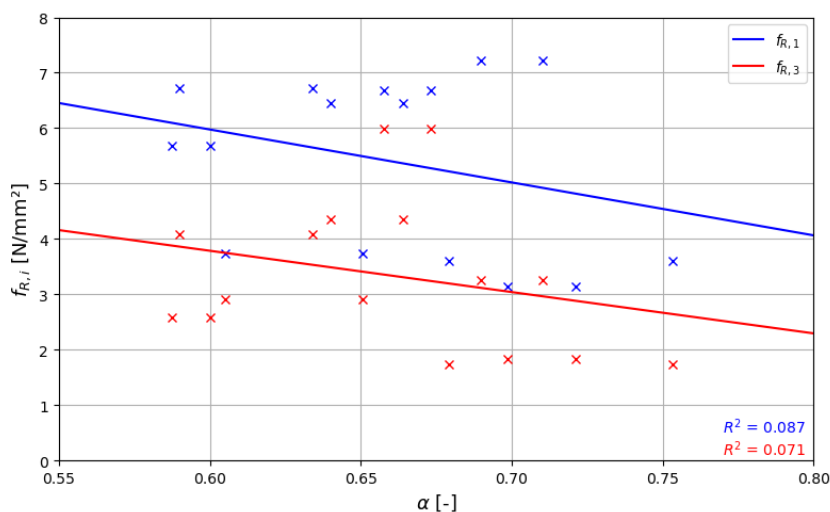
Figur 4.3.1a viser resultatene fra de 16 induktive testene som er gjennomført for bjelkeprøvene. Her vises reststrekkfastheten langs y -aksen og det totale fiberinnholdet C_f langs x -aksen. $f_{R,1}$ verdiene er plottet i blått mens $f_{R,3}$ verdiene er plottet i rødt. Determinasjonskoeffisienten R^2 beskriver hvor godt den lineære regresjonen passer med testresultatene. Resultatene har så stor spredning at det er vanskelig å observere noe sammenheng mellom det totale fiberinnholdet og restbøystrekkfasthet.

Ser man utelukkende på fiberorienteringen, som vist i 4.3.1b, viser resultatene en negativ korrelasjon. Gunstigere orientering gir lavere restbøystrekkfasthet, noe som er feil. fiberorienteringskoeffisienten α beskriver hvor stor andel av fibre som ligger parallelt med bjelkeaksen og dermed bidrar til økt kapasitet i bjelkeprøvene. R^2 viser på lik linje med fiberinnhold at fiberorienteringen har lite lineær sammenheng.

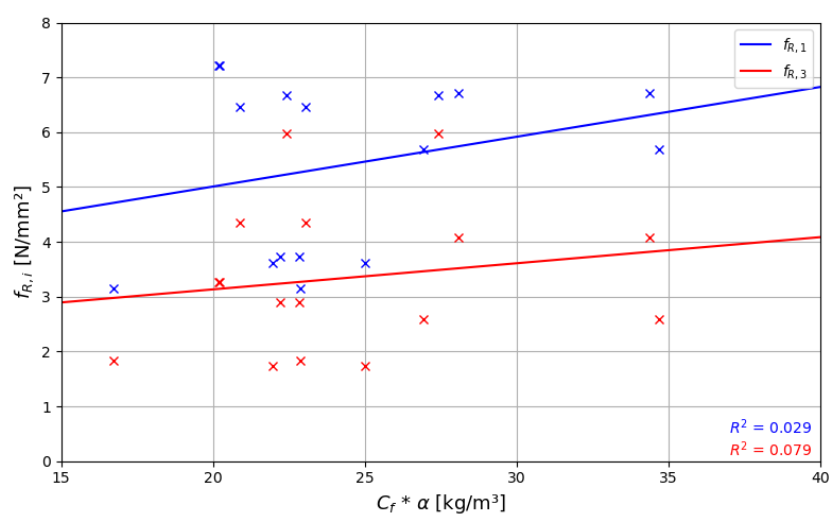
I figur 4.3.1c er de to parametrene kombinert, slik at x -aksen viser produktet av fiberinnhold og fiberorienteringskoeffisienten, som beskriver hvor mye av det totale fiberinnholdet som ligger parallelt med bjelkeaksen. Hensikten med dette er å utgjevne eventuelle prøver med høyt fiberinnhold, men lav orienteringskoeffisient og motsatt. Heller ikke denne modellen viser en god sammenheng mellom restbøystrekkfasthet, fiberinnhold og fiberorientering.



(a) Sammenligning av fibervolum og restbøystrekkfasthet.



(b) Sammenligning av orienteringsforhold og restbøystrekkfasthet.



(c) Produktet av fibervolum og orienteringsforhold sammenlignet mot restbøystrekkfasthet.

Figur 4.3.1: Resultater fra induktiv test.

4.4 Kapasitetsberegninger

4.4.1 Moment

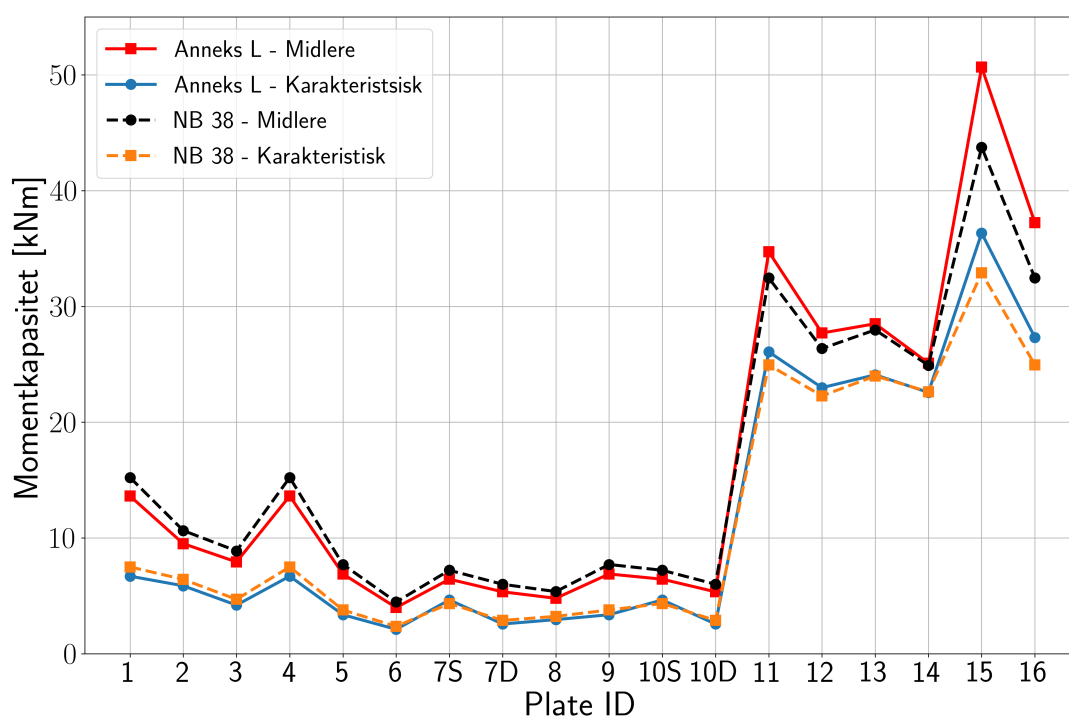
Tabell 4.4.1 viser de beregnede verdiene for volumfaktoren κ_G . Disse verdiene er videre benyttet for bestemmelse av den effektive reststrekkfastheten som er brukt for å beregne momentkapasiteten M_{Rd} etter Anneks L. For beregninger etter NB38 er $\kappa_G = 1.0$ for alle elementer. Den beregnede momentkapasiteten til platene er vist i figur 4.4.1. For P7 og P10 er kapasiteten beregnet med reststrekkfastheten fra begge prøveseriene med batch 5, henholdvis 5-S og 5-D. En mer utfyllende tabell med oversikt over beregnede momentkapasiteter finnes i vedlegg F.

Figur 4.4.2 og 4.4.3 viser sammenligning av bruddlast fra platetester med beregnet bruddlast mot momentbrudd. Den beregnede momentkapasiteten er beregnet etter EC2 Anneks L og NB38 og er omregnet til bruddlast ved hjelp av stripe-, bruddlinje-, og elementmetode. Den diagonale linjen beskriver grensen hvor målt og beregnet bruddlast er lik. For at beregningene skal være på sikker side må punktet ligge til venstre for linjen.

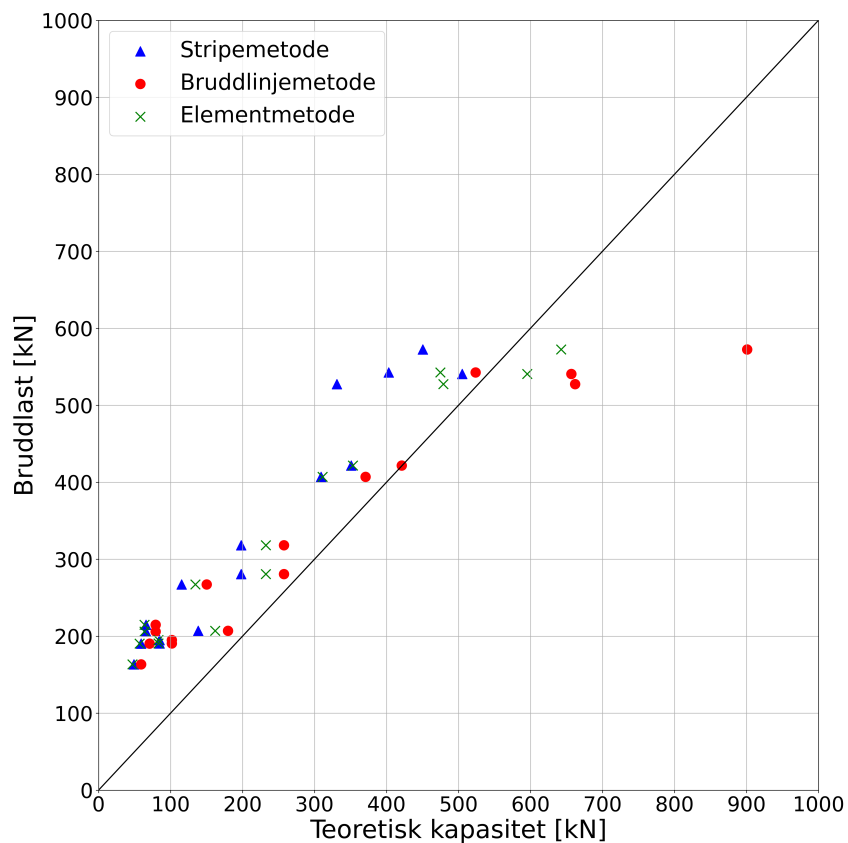
Platenes beregnede kapasitet og utnyttelsesgrad etter alle beregningsmetoder er vist i tabell 4.4.2 - 4.4.5. Fullstendig utledning av teoretisk bruddlast på grunn av moment er vist i vedlegg D. Disse eksemplene inkluderer beregninger for plate 1 og 11 med karakteristiske fasthetsverdier. En full oversikt over kapasitetsberegninger gjort ved stripe- og bruddlinjemetode er vist i vedlegg G og vedlegg H.

Tabell 4.4.1: Verdier for volumfaktoren κ_G som er brukt for beregning av effektiv reststrekkfasthet i kapasitetsberegninger etter Anneks L.

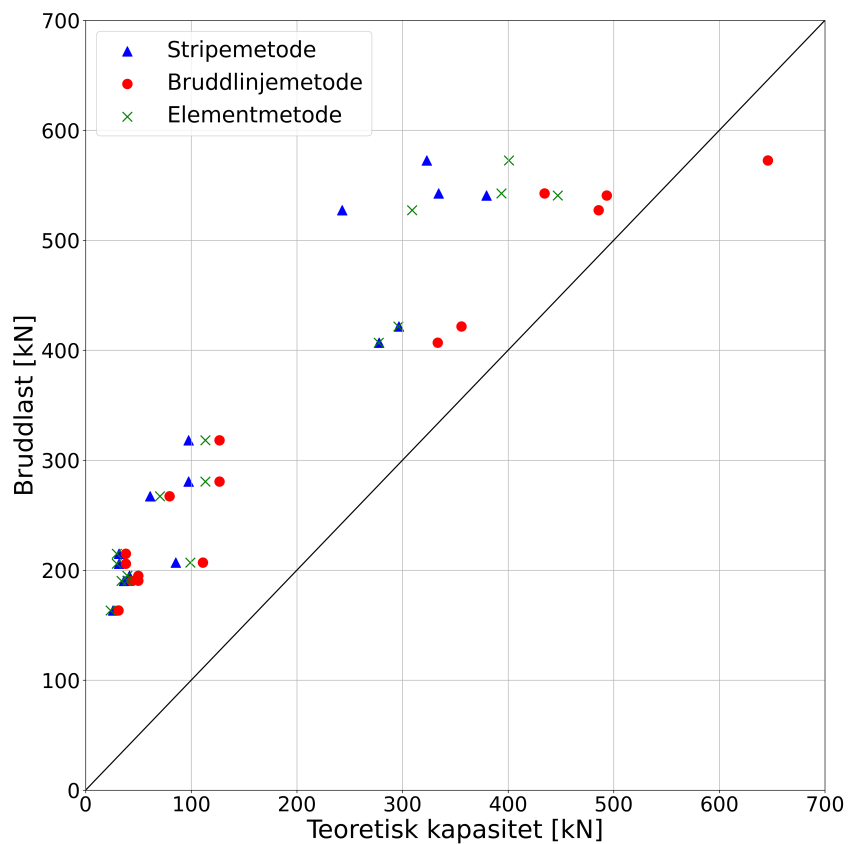
ID	κ_G
1-10	1.00
11	1.30
12	1.30
13	1.28
14	1.28
15	1.50
16	1.50



Figur 4.4.1: M_{Rd} for alle plate med midlere- og karakteristiske verdier.

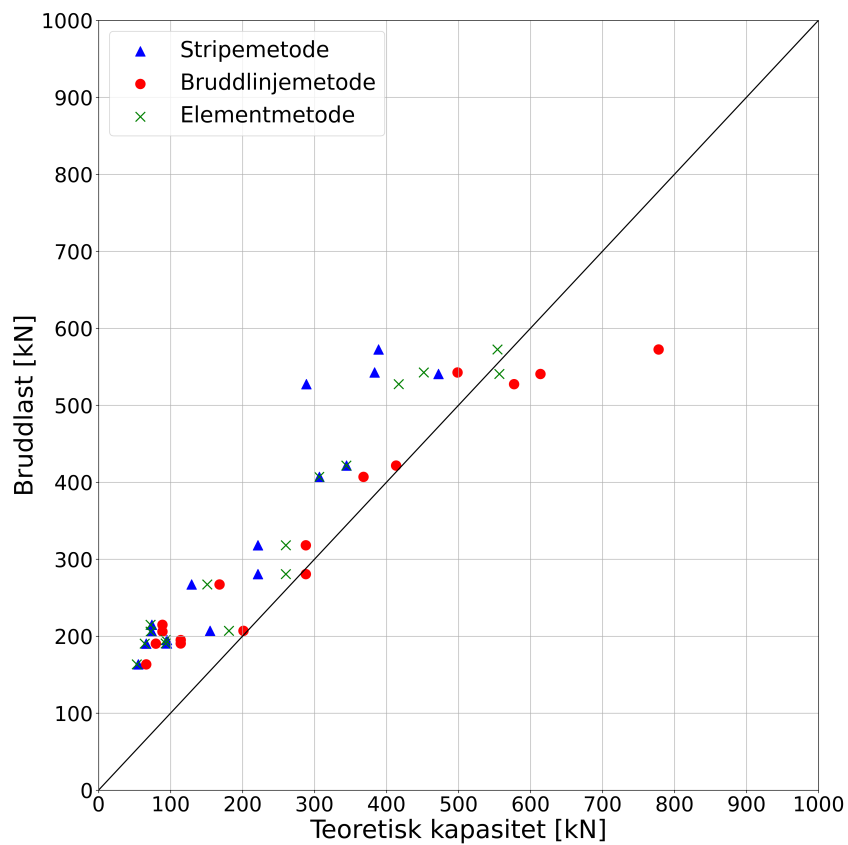


(a) Anneks L - Midlere verdier

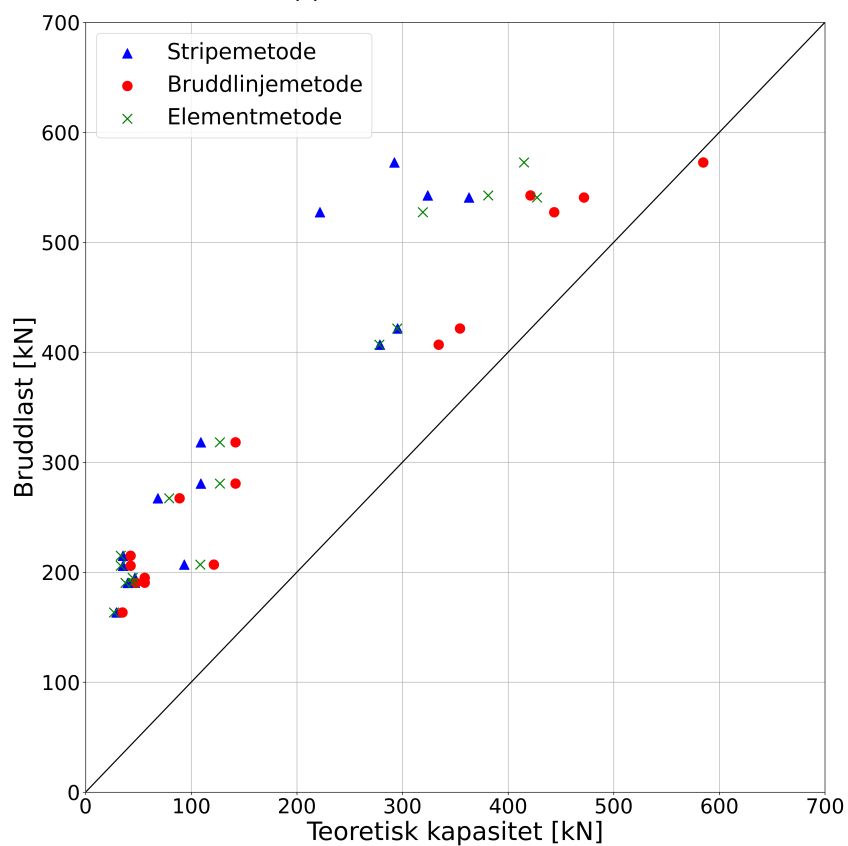


(b) Anneks L - Karakteristiske verdier

Figur 4.4.2: Utnyttelse moment - Anneks L



(a) NB38 - Midlere verdier



(b) NB38 - Karakteristiske verdier

Figur 4.4.3: Utnyttelse moment - NB38

Beregninger med midlere bruddlast etter EC2 Anneks L viser at samtlige verdier gjort etter stripemetoden er lavere en den faktiske bruddlasten. Elementmetoden gir en løsning som overstiger laboratorieresultatene for plate 11 og 15, mens bruddlinjeberegningene overstiger kapasiteten for plate 11, 15 og 16. I Beregninger gjort med karakteristiske verdier er det bare plate 15 som overskrider kapasiteten.

Situasjonen er veldig lik for beregninger gjort etter NB38. Disse beregningene gir litt høyere beregnet kapasitet for elementer kun armert med fiber, da faktoren for omregning til enaksial reststrekkfasthet er større. For NB38 er volumfaktoren κ_G satt lik 1.0, noe som medfører at beregningene for de slakkarmerte elementene, P11-P16, gir lavere kapasitet enn for Anneks L. Midlere beregninger overstiger kapasiteten for plate 4, 11, 15 og 16 etter bruddlinjemetoden og plate 11 etter elementmetode. Karakteristisk beregninger overstiger på lik linje med EC2 kun for element 15.

Tabell 4.4.2: Momentkapasitet, bruddlast for momentbrudd og faktisk utnyttelse beregnet etter Anneks L med midlere materialfastheter.

ID	M_{Rd} [kNm/m]	Stripemetode		Bruddlinjemetode		Elementmetode		Bruddlast [kN]
		Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	
1	13.6	198.1	62.2%	257.5	80.9%	232.4	73.0%	318.2
2	9.5	138.3	66.8%	179.8	86.9%	161.8	78.2%	206.9
3	7.9	115.4	43.2%	150	56.1%	134.4	50.3%	267.2
4	13.6	198.1	70.6%	257.5	91.8%	232.4	82.8%	280.6
5	6.9	84.8	44.5%	101.7	53.4%	83	43.6%	190.5
6	4.0	49.2	30.1%	59	36.1%	47	28.8%	163.4
7S	6.4	79.2	36.9%	95.1	44.2%	N/A	N/A	215.0
7D	5.4	65.9	30.6%	79.1	36.8%	63.8	29.7%	215.0
8	4.8	59	31.0%	70.8	37.2%	56.8	29.8%	190.4
9	6.9	84.8	43.5%	101.7	52.2%	83	42.6%	195.0
10S	6.4	79.2	38.5%	95.1	46.2%	63.8	31.0%	205.9
10D	5.4	65.9	32.0%	79.1	38.4%	N/A	N/A	205.9
11	34.7	505	93.4%	656.6	121.4%	595.4	110.1%	540.7
12	27.7	402.9	74.3%	523.8	96.5%	474.6	87.5%	542.6
13	28.5	350.8	83.2%	420.9	99.8%	353.2	83.8%	421.6
14	25.1	308.9	75.9%	370.7	91.1%	311	76.4%	406.9
15	50.7	450.4	78.7%	900.8	157.3%	642.6	112.2%	572.6
16	37.2	331	62.7%	661.9	125.5%	478.8	90.8%	527.4

Tabell 4.4.3: Momentkapasitet, bruddlast for momentbrudd og faktisk utnyttelse beregnet etter Annex L med karakteristiske materialfastheter.

ID	M_{Rd} [kNm/m]	Stripemetode		Bruddlinjemetode		Elementmetode		Bruddlast [kN]
		Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	
1	6.7	97.5	30.6%	126.8	39.8%	113.4	35.6%	318.2
2	5.9	85.4	41.3%	111	53.7%	99	47.8%	206.9
3	4.2	61	22.8%	79.4	29.7%	70.4	26.3%	267.2
4	6.7	97.5	34.7%	126.8	45.2%	113.4	40.4%	280.6
5	3.4	41.5	21.8%	49.8	26.2%	39.4	20.7%	190.5
6	2.1	25.9	15.9%	31.1	19.0%	23.6	14.4%	163.4
7S	4.7	57.3	26.6%	68.7	32.0%	N/A	N/A	215
7D	2.6	31.6	14.7%	37.9	17.6%	29.4	13.7%	215
8	3.0	36.3	19.1%	43.6	22.9%	34	17.9%	190.4
9	3.4	41.5	21.3%	49.8	25.6%	39.4	20.2%	195
10S	4.7	57.3	27.8%	68.7	33.4%	N/A	N/A	205.9
10D	2.6	31.6	15.3%	37.9	18.4%	29.4	14.3%	205.9
11	26.1	379.2	70.1%	493	91.2%	447	82.7%	540.7
12	23.0	334.3	61.6%	434.6	80.1%	393.6	72.5%	542.6
13	24.1	296.5	70.3%	355.8	84.4%	296	70.2%	421.6
14	22.6	277.8	68.3%	333.3	81.9%	277.4	68.2%	406.9
15	36.3	323	56.4%	645.9	112.8%	400.8	70.0%	572.6
16	27.3	242.8	46.0%	485.7	92.1%	309	58.6%	527.4

Tabell 4.4.4: Momentkapasitet, bruddlast for momentbrudd og faktisk utnyttelse beregnet etter NB38 med midlere materialfastheter.

ID	M_{Rd} [kNm/m]	Stripe		Bruddlinje		Element		Bruddlast [kN]
		Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	
1	15.2	221.4	69.6%	287.9	90.5%	260	81.7%	318.2
2	10.6	154.8	74.8%	201.2	97.2%	181	87.5%	206.9
3	8.9	129.2	48.3%	167.9	62.8%	151	56.5%	267.2
4	15.2	221.4	78.9%	287.9	102.6%	260	92.7%	280.6
5	7.7	94.9	49.8%	113.9	59.8%	93	48.8%	190.5
6	4.5	55.1	33.7%	66.1	40.4%	53	32.4%	163.4
7S	7.2	88.7	41.3%	106.5	49.5%	N/A	N/A	215.0
7D	6.0	73.8	34.3%	88.5	41.2%	72	33.5%	215.0
8	5.4	66.1	34.7%	79.3	41.6%	64	33.6%	190.4
9	7.7	94.9	48.7%	113.9	58.4%	93	47.7%	195.0
10S	7.2	88.7	43.1%	106.5	51.7%	72	35.0%	205.9
10D	6.0	73.8	35.8%	88.5	43.0%	N/A	N/A	205.9
11	32.5	472.1	87.3%	613.8	113.5%	556.6	102.9%	540.7
12	26.4	383.5	70.7%	498.5	91.9%	451.6	83.2%	542.6
13	28.0	344.2	81.6%	413.1	98.0%	344.2	81.6%	421.6
14	24.9	306.6	75.3%	367.9	90.4%	306.4	75.3%	406.9
15	43.8	388.9	67.9%	777.8	135.8%	554	96.8%	572.6
16	32.5	288.5	54.7%	577	109.4%	416.8	79.0%	527.4

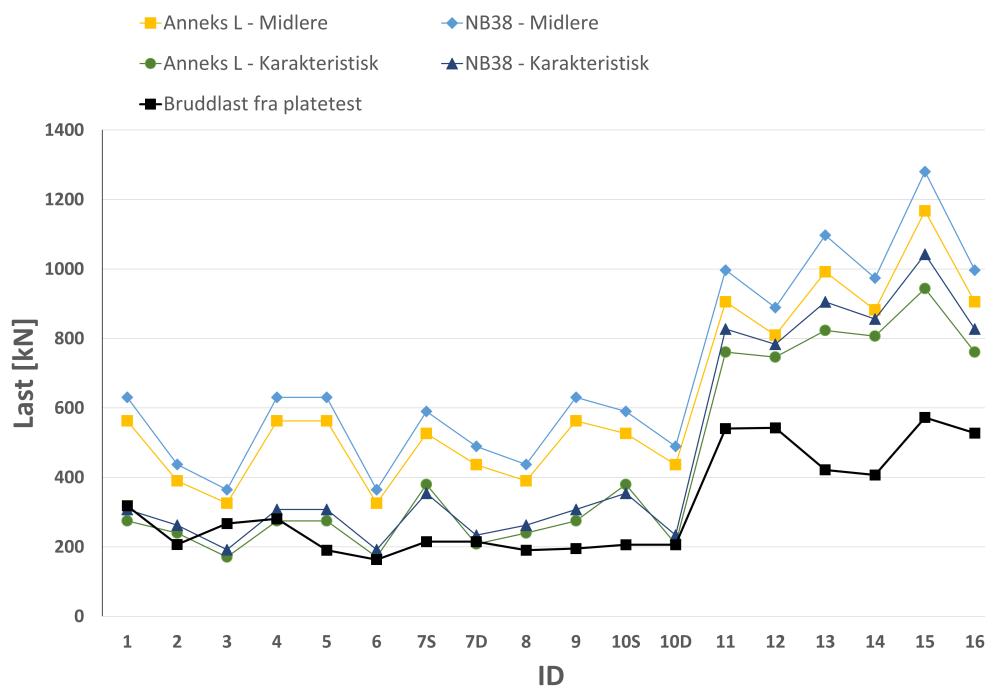
Tabell 4.4.5: Momentkapasitet, bruddlast for momentbrudd og faktisk utnyttelse beregnet etter NB38 med karakteristiske materialfastheter.

ID	M_{Rd} [kNm/m]	Stripe		Bruddlinje		Element		Bruddlast [kN]
		Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	
1	7.5	109.2	34.3%	141.9	44.6%	127	39.90%	318.2
2	6.42	93.3	45.1%	121.4	58.6%	108.6	52.50%	206.9
3	4.7	68.4	25.6%	88.9	33.3%	79	29.60%	267.2
4	7.5	109.2	38.9%	141.9	50.6%	127	45.30%	280.6
5	3.78	46.5	24.4%	55.8	29.3%	44.4	23.30%	190.5
6	2.36	29.1	17.8%	34.9	21.3%	26.8	16.40%	163.4
7S	4.34	53.4	24.8%	64.1	29.8%	N/A	N/A	215.0
7D	2.88	35.4	16.5%	42.5	19.8%	33.2	15.40%	215.0
8	3.23	39.7	20.9%	47.7	25.0%	37.6	19.70%	190.4
9	3.78	46.5	23.9%	55.8	28.6%	44.4	22.80%	195.0
10S	4.34	53.4	25.9%	64.1	31.1%	N/A	N/A	205.9
10D	2.88	35.4	17.2%	42.5	20.6%	33.2	16.10%	205.9
11	24.95	362.9	67.1%	471.8	87.3%	427.4	79.00%	540.7
12	22.27	324	59.7%	421.2	77.6%	381.2	70.30%	542.6
13	23.99	295.3	70.0%	354.3	84.0%	295	70.00%	421.6
14	22.63	278.5	68.5%	334.2	82.1%	278	68.30%	406.9
15	32.89	292.4	51.1%	584.8	102.1%	415	72.50%	572.6
16	24.95	221.8	42.0%	443.5	84.1%	319.2	60.50%	527.4

4.4.2 Skjær og gjennomlokking

Den beregnede kapasiteten mot gjennomlokkingsbrudd og den faktiske bruddlasten for samtlige plater er vist i figur 4.4.4. I tabell 4.4.6 presenteres beregninger gjort etter både NB38 og EC2 Anneks L, for midlere og karakteristiske verdier. Tabellen viser også utnyttelsesgraden for beregnede kapasiteten opp mot bruddlasten for moment. Verdier over 1.0 sier at beregnet kapasitet er høyere enn bruddlasten fra platetester.

Fullstendig utledning av maks bruddlast på grunn av gjennomlokking er vist i vedlegg D. Disse eksemplene inkluderer beregninger for plate 1 og 11 med karakteristiske fasthetsverdier. En full oversikt over gjennomlokkingsberegninger utført er vist i vedlegg I.



Figur 4.4.4: Beregnet kapasitet i gjennomlokking og bruddlast.

Fra platetestene var det ingen av elementene oppnådde brudd på grunn av gjennomlokking. Dermed kan det konstanteres at gjennomlokkingskapasiteten er større enn momentkapasiteten for elementene med de gitte randbetingelsene. Resultatene viser at NB38 tillater større skjærspenninger enn Anneks L for samtlige elementer. Beregninger gjort med karakteristiske materialfastheter gir en beregnet gjennomlokkingskapasitet lavere en den faktiske bruddlasten for noen av elementene. Dette gjelder element 1, 3, 4 og 7 for Anneks L, og element 1 og 3 for NB38.

Tabell 4.4.6: Gjennomlokkingskapasitet, bruddlast for skjærbrudd og faktisk utnyttelse beregnet etter Anneks L og NB38 med midlere og karakteristiske materialfastheter.

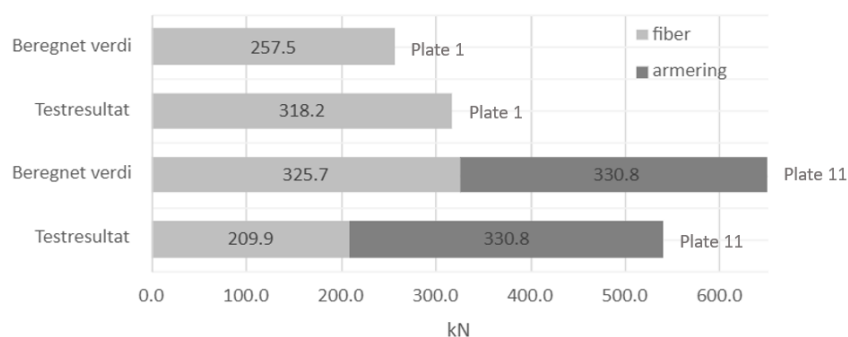
ID	Bruddlast [kN]	Midlere				Karakteristisk			
		Anneks L		NB38		Anneks L		NB38	
		Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]	Last [kN]	Utnyttelse [-]
1	318.2	562.5	1.77	630.7	1.98	274.5	0.86	307.8	0.97
2	206.9	390.0	1.88	437.3	2.11	240.0	1.16	262.4	1.27
3	267.2	325.5	1.22	365.0	1.37	171.0	0.64	191.7	0.72
4	280.6	562.5	2.00	630.7	2.25	274.5	0.98	307.8	1.10
5	190.5	562.5	2.95	630.7	3.31	274.5	1.44	307.8	1.62
6	163.4	325.5	1.99	365.0	2.23	171.0	1.05	191.7	1.17
7S	215.0	526.5	2.45	590.3	2.75	379.5	1.77	354.2	1.65
7D	215.0	436.5	2.03	489.4	2.28	208.5	0.97	233.8	1.09
8	190.4	390.0	2.05	437.3	2.30	240.0	1.26	262.4	1.38
9	195.0	562.5	2.89	630.7	3.24	274.5	1.41	307.8	1.58
10S	205.9	526.5	2.56	590.3	2.87	379.5	1.84	354.2	1.72
10D	205.9	436.5	2.12	489.4	2.38	208.5	1.01	233.8	1.14
11	540.7	905.4	1.67	996.8	1.84	760.6	1.41	827.0	1.53
12	542.6	809.4	1.49	888.7	1.64	746.1	1.38	783.6	1.44
13	421.6	991.8	2.35	1097.0	2.60	822.9	1.95	905.5	2.15
14	406.9	882.3	2.17	973.8	2.39	806.5	1.98	856.2	2.10
15	572.6	1167.2	2.04	1280.4	2.24	943.8	1.65	1042.7	1.82
16	527.4	905.4	1.72	996.8	1.89	760.6	1.44	827.0	1.57

4.5 Effekt av stangarmering og støpeorientering

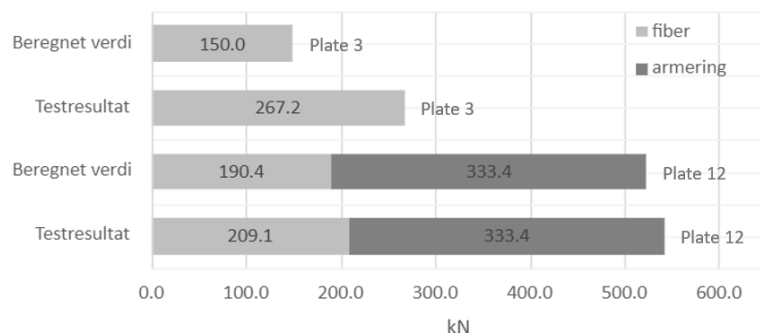
Effekt av stangarmering

I figur 4.5.1 sammenlignes fibrenes bidrag til bæreevne i testelementer med og uten slakkarmering. Diagrammene sammenligner plater og vegger som er støpt i samme batch, slik at det bare er slakkarmeringen som varierer. Plate 1 og 11, og vegg 5 og 13 er støpt med batch 1, mens plate 3 og 11, og vegg 6 og 14 er støpt med batch 2. Både beregnede verdier for bruddlast og resultater fra laboratorieforsøk er inkludert i figurene. De beregnede verdiene vist er bestemt etter EC2 Annex L og det er benyttet midlere verdier av materialfastheter. Resultatene vil variere avhengig av hvilken av de to publikasjonene som legges til grunn, men resultatene viser de samme sammenhengene.

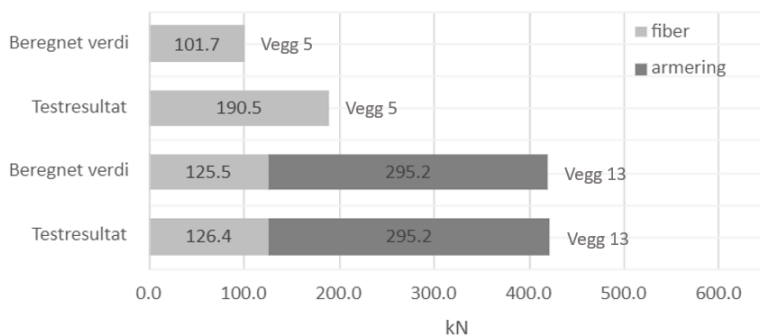
Den beregnede momentkapasiteten er delt inn i to ledd, hvor det differensieres mellom fiber- og slakkarmeringens bidrag til momentkapasitet. Bidragene er deretter omgjort til last ved hjelp av bruddlinjeteori, der den lysegrå delen av søylene er fiberarmerings- og den mørkegrå slakkarmerings bidrag til kapasiteten. Testresultatene for de slakkarmerte elementene er det beregnede bidraget fra slakkarmeringen trukket fra bruddlasten. På denne måten kan man evaluere effekten slakkarmeringen har på fibrene.



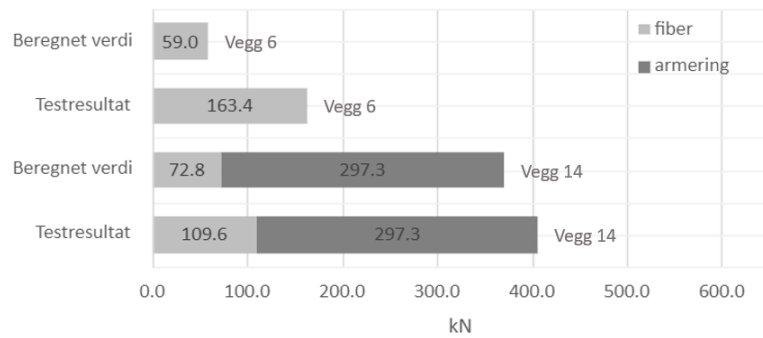
(a) Sammenligning plate 1 og 11 - Batch 1



(b) Sammenligning plate 3 og 12 - Batch 2



(c) Sammenligning vegg 5 og 13 - Batch 1



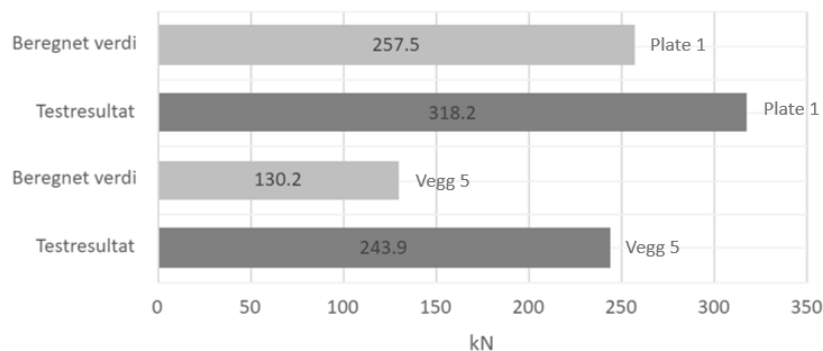
(d) Sammenligning vegg 6 og 14 - Batch 2

Figur 4.5.1: Slakkarmeringens effekt på fibrenes bæreevne.

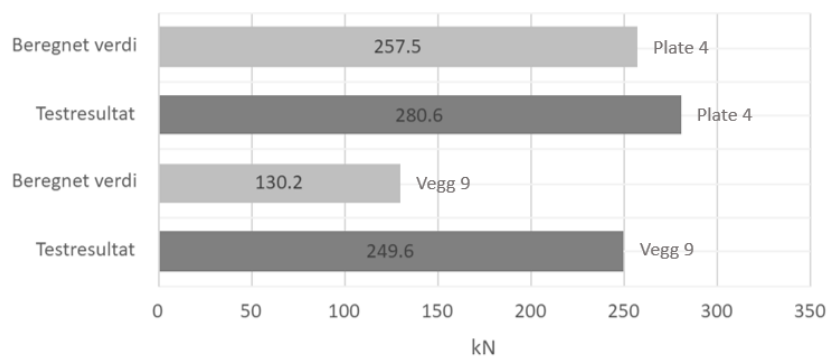
Resultatene fra tester utført i laboratoriet viser at fiberarmeringens bidrag til bæreevne reduseres når slakkarmering introduseres. For de horisontalt støpte platene reduseres fiberbidraget med 34.0% mellom plate 1 og 11, mens det er 21.7% lavere mellom plate 3 og 12. Mellom de vertikalt støpte veggene er bidraget 33.7% lavere mellom vegg 5 og 13, og 32.9% lavere mellom vegg 6 og 13. Dette tyder på at regnemodellen ikke klarer å representere fibrenes bidrag til bæreevne i elementer kun armert med fiberarmering helt korrekt. Her er verdiene generelt sett for lave, særlig for de vertikalt støpte veggskive hvor fiberorienteringsfaktoren k_0 er satt til 0.5. For vegg 5 og 6 er den beregnede verdien 53% og 36% av laboratorieresultatet. Regneresultatene for plate 1 og 3 er noe nærmere labresultatene med 81% og 56%.

Effekt av støpeorientering i elementer uten stangarmering

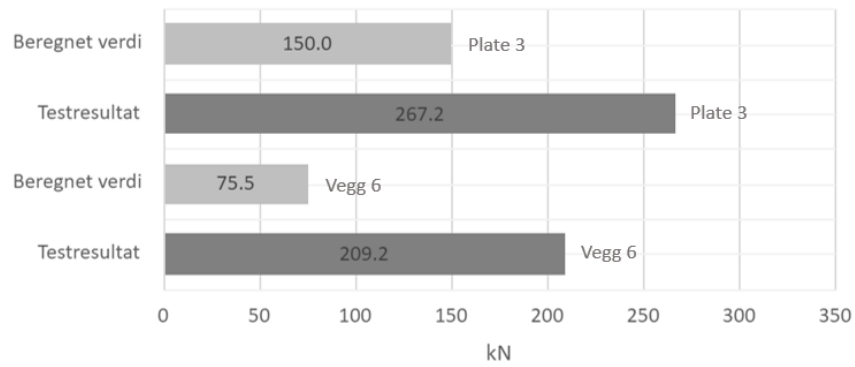
Diagrammene i figur 4.5.2 sammenligner fiberarmeringens bæreevne i elementer støpt med samme batch og fibertype. Hovedforskjellen er orienteringen på forskaling under støp, hvor plater er støpt horisontalt og vegger vertikalt. diagrammene er korrigert for at plater og vegger har forskjellig dimensjon og lastplassering. Ved bruk av bruddlinjemtoden er det bestemt at dette utgjør en forskjell på 28.0 %. Både beregnede og testresultater for vegger er skalert opp med denne prosentsetningen. Utleddningen av skaleringsfaktoren er vist i vedlegg J.



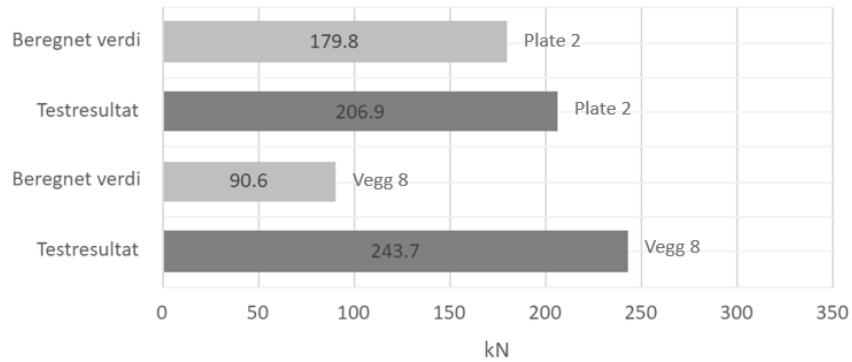
(a) Sammenligning plate 1 og vegg 5 - Batch 1



(b) Sammenligning plate 4 og vegg 9 - Batch 1



(c) Sammenligning plate 3 og vegg 6 - Batch 2



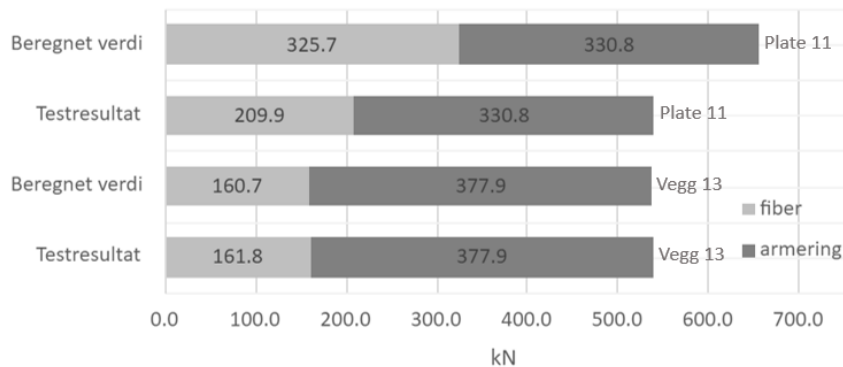
(d) Sammenligning plate 2 og vegg 8 - Batch 3

Figur 4.5.2: Støpeorienteringens effekt på fibrenes bæreevne.

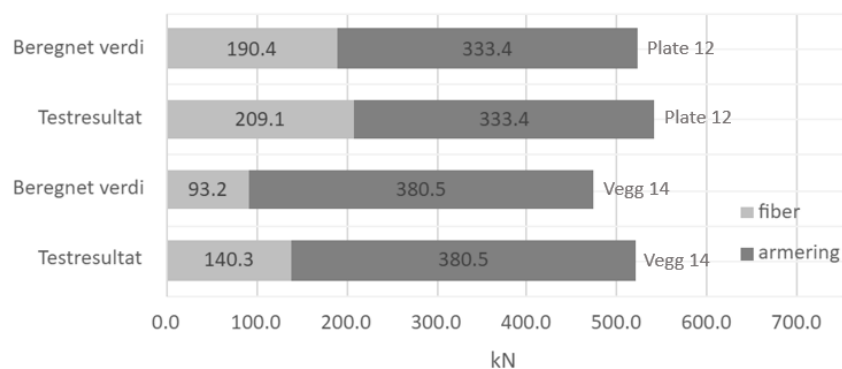
Resultatene viser at stålfibre er mer sensitive til støpeorientering enn basaltfibre. Testresultatene viser en kapasitetsreduksjon på 23.4 % mellom plate 1 og vegg 5 og 11.0 % mellom plate 4 og vegg 9 som begge er støpt med en "stabil" SKB med stålfibre. Plate 3 og vegg 6 har en reduksjon på 21.7 %. Disse elementene er også armert med stålfibre, men det er benyttet en "ustabil" SKB. Forskjellen mellom plate 2 og vegg 8, som inneholder basaltfibre, viser en økning i kapasiteten på 17.8%.

Effekt av støpeorientering i elementer med stangarmering

Diagrammene vist i figur 4.5.3 sammenligner plater og vegger med armeringsnett i tillegg til fiber, slik at det kan undersøkes hvordan støpeorienteringen påvirker slakkarmerte elementer. Plate 11 og vegg 13 er støpt med en "stabil" SKB, mens plate 12 og vegg 14 er støpt med en "ustabil" SKB. I diagrammene er fibrenes og slakkarmeringens bidra til bæreevne skilt fra hverandre. Verdiene for veggskiver er skalert opp med 28.0 % for å korrigere for forskjeller i elementdimensjon og randbetingelser.



(a) Sammenligning plate 11 og vegg 13 - Batch 1



(b) Sammenligning plate 12 og vegg 14 - Batch 2

Figur 4.5.3: Støpeorienteringens effekt på bæreevne i elementer med slakkarmering.

Reduksjonen i bæreevnet kan også observeres når vi sammenligner labresultatene for plater og veggskiver armert med stangarmering i tillegg til fibrene. mellom plate 11 og vegg 13 er reduksjonen 0.2 % og mellom plate 12 og vegg 14 er reduksjonen 4.0 %. Siden bruddlasten er større blir den relative reduksjonen mindre enn i de uarmerte platene. Sammenlignes fibrenes bidrag til bæreevne, viser diagrammene en reduksjon på 22.9 % mellom plate 11 og 13, og 32.9 % mellom plate 12 og 14. Dette er i størrelsesorden ganske likt med det som ble observert for elementer uten stangarmering. Differansen mellom fibrenes beregnede bidrag til bæreevne og testresultater tilsier at beregningsmodellen passer bedre for disse elementene. Utenom at det beregnede fiberbidraget er for høyt i plate 11, passer de resterende Beregningene godt overens med resultatene fra laboratoriet. Det må her understrekes at overdekning ulik for platene og veggene, samt at veggene er armert i topp og bunn mens platene kun i bunn. Dette gjør at direkte sammenligning av plater og vegger ikke er helt korrekt.

5 Diskusjon

5.1 3-punkts bjelketest

Resultatene fra 3-punkts bjelketesten viser store spredninger i resultatene blant bjelker støpt i samme batch. For testseriene gjennomført for batch 1, 2 og 5-D er CV på ca. 30%. De laveste CV har batch 3 og 5-S, som henholdsvis er de med basaltfiber og vibrerbar betong. I NB38 henvises det til *svensk standard SS 812310:2014*, der det fremkommer at forventet gjennomsnittlig variasjonskoeffesient er 20 %, men alt fra 15-30 % kan forventes. Dette innebærer at selv om flere av prøveseriene ligger i det øvre sjiktet, er de fortsatt innefor det en kan forvente fra denne testmetoden. Resultatene fra testene viser at vibrerbar betong støpt etter i NS-EN 14651 gir lavest spredning i resultatene. I motsatt ende av skalaen gir den vibrerbare betongen som er støpt etter dansk metode den største. Dette viser at for vibrerbar betong gir den trinnvise støpemetoden beskrevet i NS-EN 14651 best resultater.

Stor spredning innad i prøveseriene, og dermed store standardavvik kan medføre at beregnet midlere kapasitet og resultater fra laboratoriet avviker betydelig. Usikkerheten standardavviket medfører blir ikke korrigerert for før man går over til karakteristiske verdier. I beregningen av de karakteristiske verdiene er det kun batch 3 og 5-S der den øvre grensen på 60% av middelverdien blir gjeldende. Utslaget er størst for 5-S der den øvre grenseverdien er 17% lavere enn beregningen kun med standardavviket. Dette viser at den øvre grensen er viktig for å korrigere den karakteristiske verdien for gunstige prøveserier med lite spredning.

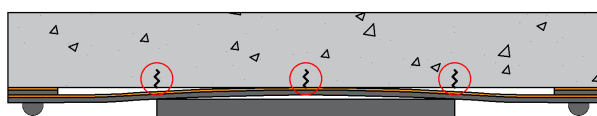
Midlere kapasitetsberegninger viser at plate 11, 15 og 16 overstiger testresultatene fra laboratoriet. Alle disse er støpt i batch 1 som har den høyeste midlere reststrekkfastheten, men samtidig det høyeste standardavviket. Dette kan gjøre at det er statistiske forskjeller som gjør at de beregnede verdiene for kapasitet blir for høye. Standardavviket kan reduseres ved å ha flere bjelketester i hver testserie. Dette kunne vært ønskelig om de midlere kapasitetsberegningene skulle stemt bedre overens med testresultatene. Siden regelverket er bygget opp på denne måten bør det legges mest vekt på at de karakteristiske beregningene er på sikker side.

For å svare på hvor godt 3-punkts bjelketesten representerer materialoppførselen til større fiberarmerte konstruksjonsdeler med bøyning i to retninger, evalueres beregningsresultatene for element 11-16. Grunnen er at både Anneks L og NB38 forutsetter noe slakkarmering i tillegg til fibrene. Karakteristisk kapasitet beregnet etter Anneks L viser at kun plate 15 overstiger testresultatet med 113% utnyttelse. De resterende elementene ligger mellom 80% og 92% utnyttelse. Benyttes NB38 overstiger fortsatt plate 15 så vidt testet kapasitet med 102% utnyttelse. Resten ligger mellom 78% og 87% utnyttelse. For at de beregnede verdiene skal bli riktige må hele beregningsmodellen fungere sammen. Midlere reststrekkfasthet blir korrigerert for standardavviket, karakteristiske reststrekkfasthet blir korrigerert for overgangen fra lineære antagelser til ikke-lineær spenningsfordeling over tverrsnittet. Til slutt blir reststrekkfastheten skalert gjennom volumfaktoren κ_G og orienteringsfaktoren κ_O . Lagt dette til grunn klarer bjelketesten å representere materialoppførselen i de testede elementene med armeringsnett godt. For de rent fiberarmerte elementene er det noe i beregningsmodellen som fører til at de karakteristiske beregninger blir veldig konservative.

5.2 Platetester

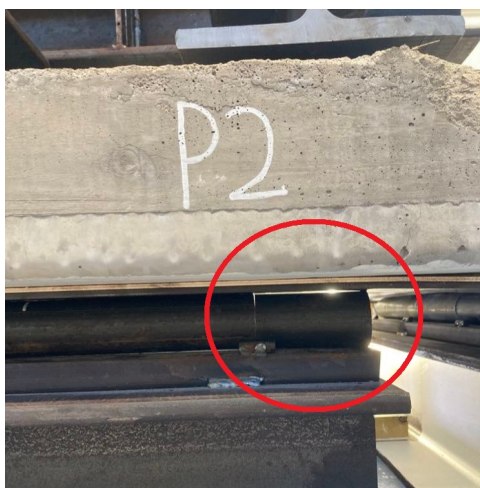
5.2.1 Testrigg

Betongelementenes opplagre er bygget opp av stålsylindre for å tillate rotasjon og dermed virke som fritt opplagt. I mellom sylindrene og betong elementene er det først brukt treplater for å sikre jevn kontakt mellom opplager og betong. Under treplaten ligger en tynn stålplate for å fordele lasten ut over et større område. For å slippe å lage tre- og stålplater med ulike lengder til de forskjellige dimensjonene på testelementene ble det benyttet plater med lengde 1200 mm på samtlige. Dette medførte at platene ble liggende over hverandre i hjørnene for de små elementene med dimensjon 1.2 m og 1.3 m. Testelementene fikk derfor ikke optimal kontaktflate med opplagrene langs to av sidekantene på grunn av at tre/stålplatene laget en bue. Utslaget av dette var at testelementene risset på midten av de to opplagrene før den fikk ordentlig kontakt med opplagrene. Problemet har mest sannsynlig ikke store påvirkningen på de endelige bruddlastene, men kan ha redusert risslasten. Rissutviklingen stanset etter at elementene la seg ned på opplagere og var heller ikke del i det som til slutt utgjorde bruddmekanismen. Figur 5.2.1 viser hvordan opplagere så ut før last ble lagt på, samt tre plasseringer hvor det første rissene typisk oppstod.



Figur 5.2.1: Kontaktflate mellom betong og opplager.

I tillegg til redusert kontaktflate på grunn av bøy i platene, ble det også observert åpenrom mellom opplager og plate rundt noen av skjøtene. Et eksempel på dette er vist i figur 5.2.2. På figuren ser en opplageret for P2 bestå av to sylindrerprofil på henholdsvis 500 mm og 100 mm plassert inntil hverandre. For P15-16 ble to sylindrerprofil på 500 mm inntil hverandre. Etter hvert som den påførte lasten økte, fikk platen her også "satt seg" slik at glippet forsvant. Dette kan i likhet med oppleggsplatene være med å påvirke rissutviklingen i starten og last-deformasjonskurvene, men sannsynligvis ikke den maksimale bruddlasten.



Figur 5.2.2: Kontaktpunkt mellom opplager og plate.

5.2.2 Last og deformasjon

Last-deformasjonskurvene viser at den relative risslasten opptrer omkring samtidig for elementer støpt på samme måte og har samme armeringsutforming. Teorien sier at både platene og veggene vil ha en 2-dimensjonal fiberorientering på grunn av slankheten til forskalingsformen. For de horisontalstøpte elementene er det ikke mulig å observere noen lastreduksjon der første riss oppstår. Dette kommer av at fiberfordelingen og -orienteringen man oppnår i horisontalt støpte plater gjør at moment omfordeles godt i de 2 akseretningene. For de vertikalt støpte elementene kan det i fra last-deformasjonskurvene virke som at de initialt fungerer som en enveisplate. Dette kommer sannsynligvis av at orientering og fordeling av fibre varierer stort innad i elementene. Dette kan skape svake sjikt som gjør at den sterkeste retningen bærer mesteparten av lasten frem til første riss. Etter dette reduseres lasten helt man får bidrag av lastbæring i begge retninger og lasten stiger igjen.

Reduksjon i risslasten for de slakkarmerte- sammenlignet med de rent fiberarmerte elementene i samme batch kommer hovedsakelig som følge av svinn. Svinnet gir økte strekkspenninger i stangarmeringen, som reduserer risslasten. En annen faktor som kan ha innvirkning på risslasten er hvordan armeringsstengene påvirker fordelingen av fiber. Slakkarmering vil føre til en mer homogen fiberorientering. Mindre fiber orientert i plateplanet vil føre til færre fiber som krysser snittet hvor første riss oppstår. Ser man på deformasjonen hvor første riss oppstår er dette likt mellom elementer med og uten slakkarmering. Bidraget fra stangarmeringen er så stort at disse elementene tåler mye større deformasjoner og laster før brudd inntreffer. Dette gjør at den relative bruddlasten blir lavere. For de største platene, P15 og P16, kreves det større deformasjoner for å få samme krumningen som de mindre elementene. Dette gjør at første riss kommer ved større deformasjoner og ved høyere last.

Evaluerer man det som skjer etter at elementene har nådd bruddlast, ser man stor forskjell i duktilitet mellom elementer med og uten stangarmering. For plater og vegger kun armert med fiber, får man en bratt lastreduksjon etter brudd. Dette indikerer en mindre duktil materialoppførsel. Lastreduksjonen er derimot mye slakere for elementene med stangarmering. Dette er den ønskelige bruddmekanismen, hvor man får store synlige deformasjoner, før konstruksjonen faller helt sammen. For en fullstendig sammenligning av hvordan tilsetning av fiber påvirker duktiliteten burde det også vært inkludert normalarmerte elementer blant testprøvene som referanse.

To viktige faktorer for å analysere materialets oppførsel er det statiske systemet og geometrien. Resultatene fra 3-punkts bjelketestene viser at fiberbetongen for disse bjelkene opplever *bøyningsmykning*, altså at lasten reduseres når det oppstår riss.

Platene i testen har derimot utviklet en bruddform som tilsier at systemet er statisk ubestemt. Opplegg og lastplassering gjør at platene omfordeler moment og bærer last i to retninger. Dette medfører at platene opplever *bøyningshardning*, som vil si at lasten øker etter opprissing. Hadde opplagerbetingelsene blitt endret til eksempelvis punkter i hjørnene, og platen belastet med ei punktlast midt på, ville resultatet kanskje vært *bøyningsmykning* som i bjelkene.

5.2.3 Bruddmønster

Bruddmønsteret for de uarmerte platene og vegskivene avviker betydelig fra bruddlinjemønsteret som er benyttet i beregninger. Rissmønsteret har antagelig utviklet seg i svake soner hvor elementet har færrest fibre som krysser bruddflaten. Dette kan forklares ved en kombinasjon av fiberorientering og fibermengde. Veggskive 7 og 8 har riss som minner om bruddmønsteret antatt i beregningene. Disse er til gjengjeld av elementene hvor beregningene er lavest i forhold til resultater fra lab. For de resterende elementene stemmer beregningene noe bedre. Dette kommer av at bruddlinjemetoden benytter feil bruddmekanisme og dermed gir for høy kapasitet. Beregningsmessig er kapasiteten til de uarmerte elementene generelt for lav, dermed vil feil bruddmønster gi for høy bruddlast som stemmer bedre med laboratorieresultatene.

Hvorvidt elementene er støpt horisontalt som en plate eller vertikalt som vegg har innvirkning på fiberorienteringen. Effekten av dette vises i rissmønsteret i enkelte av platene. Særlig for veggskive P6, P9 og P10 kan det observeres at bruddmønsteret har utviklet seg i en to rette linjer på tvers av elementene. Dette kan forklares med at den ugunstige fiberorienteringen man får i vegger, gjør at platen får forskjellig kapasitet i de to retningene. Derfor vil platen fungere som en en-veis plate helt til den sterkeste retningen risser og deretter får bidrag fra lastbæring i begge retninger. I de slakkarmerte elementene bæres lasten i begge retninger allerede fra start av, og man får derfor et bruddmønster som er likere det som er antatt i beregningene. For platene kun armert med fiber, P1-P4, er det vanskelig å forklare bruddmønsteret uten å undersøke fiberfordeling og -orientering ytterligere gjennom induktiv testing.

Beregnet midlere kapasitet stemmer godt overens med labresultatene for element 12, 13 og 14. Disse har de bruddmønsterene som stemmer best overens med hva som er antatt på forhånd. Særlig element 12 har et bruddmønster som så og si er identisk med beregningene. Element 11, 15 og 16 overstiger labresultatene. Element 11 har riktig nok et ganske riktig bruddmønster, så dette kan komme av overestimering av restsrekkkapasitet i midlere beregninger. Hvorfor kapasiteten blir så stor for plate 15 og 16 kan komme av en kombinasjon av feil bruddmønster, stor midlere reststrekkfasthet og volumfaktor k_G lik 1.5. Dette er en utfordring med øvre grensemeter, som bruddlinjemetoden. Feil bruddmekanisme gir for høy beregnet kapasitet som er lite konservativt.

5.3 Induktiv test

Induktive tester utført på bjelker, fra 3-punkts bjelketest, viser lite eller ingen sammenheng mellom restbøystrekkfasthet, fiberinnhold og fiberorientering. Kubene brukt i den induktive testingen er hentet fra hver side av bruddsnittet i bjelkene. Dette kan selvfølgelig spille en rolle siden vi egentlig ikke vet hvordan fibre har plassert seg over snittet hvor reststrekkfastheten bestemmes. Utenom orientering og fiberinnhold vil også fibrenes plassering spille en essensiell rolle. Fibre som ligger mot bunnen av testbjelkene vil ha større innvirkning på reststrekkfastheten og dette avdekkes ikke ved induktiv testing. Derfor kunne det tenkes at batch 2, støpt med ustabile betongblanding, ville ha en fordel siden sementlimen er mer flytende og armeringen derfor synker mer mot bunnen. Resultatene viser det motsatte at batch 1, støpt med stabil betongblanding, har høyere reststrekkfasthet enn batch 2. Dette kan indikerer at det selv for den ustabile blandingen ikke er problemer med at fibre synker. Her må det selvfølgelig tas med i betraktningene at det sages ut et kutt på undersiden av alle bjelkeprøvene. Fibrene som ligger helt i bunnen av bjelken vil derfor ikke gi noe bidrag restbøystrekkfastheten i bjelketesten.

Fibre plassert i midten av testkuben vil ha større utslag siden magnetfeltet laget av spolen er sterkest i senter. Dette kan medføre at testkuber som har mye fibre i midten vil få høyere fiberinnhold enn det som er realiteten. De induktive testene viser store variasjoner i fiberinnhold. I betongresepten er det beskrevet at betongen skal inneholde 35 kg/m^3 , mens resultatene varierer fra 23.9 til 57.8 kg/m^3 i de mest ekstreme tilfellene. Differansen i fiberinnhold gjenspeiles i gjengjeld ikke i form av utslag på reststrekkfastheten til tilhørende 3-punkts bjelketester. Om vi antar en homogen fordeling over bruddsnittet burde det vært en lineær sammenheng mellom fiberinnhold og reststrekkfasthet. Fiberinnholdet er særlig høyt i bjelker med batch 5-S støpt etter metoden beskrevet i NS-EN 14651. Denne støpemetoden gir et beregnet fiberinnhold på 54.2, 47.6, 45.8 og 57.8 kg/m^3 , noe som er markant høyere enn i resten av bjelkene, der fiberinnholdet i gjennomsnitt er 32.7 kg/m^3 for de støpt etter dansk metode. I støpemetoden beskrevet i norsk standard støpes det først fra et punkt i midten og så på sidene. Kubene brukt i induktiv testing er trolig hentet fra området hvor betongstøpen fra de ulike støpepunktene overlapper hverandre. Dette kan muligens forklare hvorfor disse testene viser så mye høyere fiberinnhold enn resten.

Fiberorienteringskoeffisienten fra testene ligger mellom 0.59 og 0.72. Dette beskriver andelen av fibre som ligger langs bjelkeaksen. Hadde fibre orientert seg helt tilfeldig ville orienteringen vært 0.33 i hver akse slik at like mye fiber er orientert i hver retning. Testresultatene viser at fiberorienteringen i stor grad blir påvirket av forskalingen. På grunn av friksjon mellom forskaling og betong under støp vil flere fibre vil orientere seg i denne retningen. Den danske støpemetoden gir noe lavere fiberorienteringskoeffisient, men forskjellene er små.

5.4 Kapasitetsberegninger

5.4.1 Moment

Den midlere momentkapasiteten for enkelte av elementene er noe konservativ. Dette gjelder både for NB38 og EC2 Anneks L, og kommer av valg som er gjort under beregningene. Det er blant annet benyttet karakteristisk flytespenning på 500 N/mm^2 for slakkarmeringen. En mer korrekt midlere verdi ville vært omkring 550 N/mm^2 . Dette vil åpenbart øke den beregnede kapasiteten for testelementer armert med slakkarmering. Beregningsmetoden som er benyttet for å bestemme momentkapasiteten er likevektsligninger. Først aksiell likevekt for å bestemme trykksonehøyden, så momentlikevekt om tverrsnittets trykkresultant. En annen, litt mer krevende metode for å beregne momentkapasiteten er lamellmetoden. Det er blitt gjort noen sammenligner mellom de to metodene, som viste at lamellmetoden gir noe høyere svar. Forskjellen mellom metodene var derimot så liten at det ble besluttet å bruke den langt simple metode med momentlikevekt.

For veggskive 5-10, som kun er armert med fiber, er den beregnede kapasiteten veldig lav sammenlignet med lab resultatene. I det mest ekstreme tilfellet er den beregnede kapasiteten bare 36% av bruddlasten fra test, beregnet med midlere fastheter etter Anneks L. Her er det flere faktorer som kan påvirke beregningene. Momentkapasiteten er omregnet til kraft ved stripe-, flytlinje- og elementmetode som alle vil medføre en viss feilmargin. Volumfaktoren κ_G har også betydelig innvirkning på hvorfor de beregnede kapasitetene er så lave. Her er det for de nevnte veggene besluttet å bruke verdien 1.0, siden det var usikkerhet omkring elementene hadde tilstrekkelig duktilitet til å omfordele momentet langs hele det tenkte bruddlinjemønsteret. Volumfaktoren er også satt lik 1.0 de uarmerte platene, P1-4. For plate 4 tilsvarer den beregnede kapasiteten hele 92% av testresultatet, beregnet med midlere fastheter etter Anneks L. Derfor er det ikke så enkelt som å bruke den samme κ_G -faktoren som for de slakkarmerte platene, siden da hadde kapasiteten til flere av P1-4 mest sannsynlig oversteget testresultatet.

Skilnaden mellom plater og veggskiver i beregningene er fiberorienteringsfaktoren κ_O , som er satt til 1.0 for plater og 0.5 for vegger. Denne faktoren har stor innvirkning på hvorfor beregningene for de uarmerte veggskivene er for lave. Samtidig gir denne verdien gode svar for veggskive P11 og P12 som er armert med slakkarmering, og bør derfor ikke økes. Det kan tenkes at størrelsen på veggskivene spiller en rolle for hvordan støperetningen påvirker fiberorienteringen. I mindre vegger vil strømmingene i betongen være mindre tydelige og at fiberkonsentrasjonen av den grunn er gjevner i hele elementer. Det er også mulig at fiberorienteringen i elementer uten armeringsnett er bedre en tidligere antatt.

Som omtalt tidligere stemmer ikke bruddmønsteret fra test overens med det antatte for alle platene. Bruddlinjeberegningene som er brukt for å beregne bruddlasten legger til grunn et antatt bruddlinjemønster. Når de faktiske bruddlinjene ikke stemmer overens med det antatte, gir dette feil i beregningene. Lengden og plasseringen av bruddlinjene og størrelsene på rotasjonsvinklene gir potensielt andre verdier for det indre- og ytre arbeidet. Lengden på bruddlinjene påvirker også det kritiske snittet som brukes for å bestemme κ_G , som kan gi en endret effektive reststrekkfastheten brukt for å bestemme M_{Rd} .

Som beskrevet, har κ_G -faktoren påvirkning på momentkapasiteten og dermed den teoretiske bruddlasten. I beregningene er det valgt å inkludere denne i de midlere beregningene etter Anneks L. Siden faktoren kun brukes for å regne karakteristisk effektiv reststrekkfasthet i Anneks L, kan en argumentere for at den ikke skal inkluderes i de midlere beregningene. Siden EC2 er ment for dimensjonering av konstruksjoner inkludert sikkerhetsfaktorer, behandler den ikke beregninger med middelverdier. Hvorvidt det er mest riktig å inkludere κ_G eller ikke er det ingen fasit på. Hadde κ_G blitt neglisjert ville den beregnede kapasiteten, og dermed også utnyttelsen beveget seg mer mot sikker side for de slakkarmerte elementene. For de rent fiberarmerte elementene ville beregningene underestimert bruddlasten i enda større grad, og beveget seg lenger bort fra forsøksresultatene.

Beregningsmetode

Som antatt er stripemetoden den mest konservative, og gir den laveste teoretiske bruddlasten. På motsatt side er bruddlinjemetoden med den høyeste, og elementmetoden et sted i midten. Valget av metode påvirker i hvilken grad platens momentkapasitet utnyttes. I stripemetoden er det valgt en konfigurasjon der lasten fordeler seg likt til alle render, noe som er fornuftig da alle platene er kvadratiske med symmetriske opplager- og lastbetingelser. Det er valgt å ikke fordele kreftene over hele platebredden, men kun se på 1 m plate. Dette gjør at resultatet er mer på sikker side enn om en hadde antatt omfordeling langs hele platebredden. Elementmodellen som er brukt er forenklet, og det er kun fokusert momenter. For en mer presis modell burde materialegenskapene til fiberarmert betong vært inkludert i modellen, slik at spenninger også kunne blitt behandlet direkte. En ikke-lineær elementanalyse ville gitt mer presise resultater, særlig rundt punktlastene og opplagre der spenningsgradienten er høy. I praktisk dimensjonering brukes ikke slike analyser så ofte siden det ikke gir mulighet for superposisjonering av resultatene. Dette er viktig når det skal kontrolleres flere forskjellige lastkombinasjoner og -konfigurasjoner. Fra et dimensjoneringssynspunkt er det derfor mest relevant å se på hvor godt en lineær elementanalyse klarer å representere materialoppførselen til fiberarmert betong.

En sentral antagelse i disse bruddlinjeberegningene er at tverrsnittet er dukilt nok til at bruddmekanismen kan utvikles slik at den maksimale momentkapasiteten utnyttes langs alle bruddlinjer. De generelle kravene i EC2 og Anneks L er oppfylt for de slakkarmerte platene. Det er antatt i beregningene at armeringen sørger for god nok omfordeling av momenter til at bruddmekanismen kan utvikles fullt ut. Denne antagelsen er delvis bekreftet gjennom testene. De endelige bruddsmønstrene hos P12, P13 og P14, er mest likt det antatte, samtidig som utnyttelsesgraden er nærmest 1.0, men fortsatt på sikker side beregnet med midlere fastheter. Dette indikerer at det antatte bruddlinjemønsteret stemmer godt. For de resterende slakkarmerte platene, P11, P15 og P16 er utnyttelsesgraden > 1.0 med midlere fastheter. Årsaken til dette er sammensatt, men en av faktorene er nok at det endelige bruddmønsteret ikke er helt som det antatte. Hvorvidt dette skyldes duktiliteten kan ikke sies nøyaktig, da det antatte bruddmønsteret treffer godt for de førstnevnte platene.

De uarmerte tverrsnittene oppfylder ikke kravene til verken EC2, Anneks L eller NB38. Kravene til bruk av plastiske beregningsmetoder i henhold til EC2 er heller ikke oppfylt, da det ikke er slakkarmering. Bruk av bruddlinjeberegninger for de rent fiberarmerte platene vil sannsynligvis derfor ikke gi riktig resultat, da bruddmekanismen ikke vil fullt utvikles. Dette er også bekreftet gjennom forsøkene, der en ser at det ferdig utviklede bruddmønsteret ikke ligner på den antatte bruddmekanismen. På tross av dette er den beregnede kapasiteten større enn bruddlasten for samtlige av disse platene beregnet med middelveidi etter Anneks L. Etter NB38 er det kun P4 som overskrides med midlere verdier. Utnyttelsen er også vesentlig lavere for de vertikale enn de horisontalstøpte. Årsaken til dette er sannsynligvis faktorer i kapasitetsberegningene i NB38 og Anneks L, og ikke omregningen fra moment bruddlast ved bruk av bruddlinjemetoden.

5.4.2 Skjær og gjennomlokking

Kapasitetsberegningene for skjær og gjennomlokking er hovedsaklig gjort i forkant av testene for å kontrollere oppsettet. Nærmere bestemt om gjennomlokking under punktlastene er en mulig bruddform. Siden målet med platetestene var å finne bruddlasten i form av bøyemoment, måtte skjærbrudd unngås. I likhet med i momentberegningene er stålets karakteristiske flytespenning f_{yk} benyttet både for midlere og karakteristiske beregninger. For alle platene er den beregnede bruddlasten for momentbrudd lavere enn for skjærbrudd, noe som er ønskelig. Dette er også bekreftet gjennom laboratorietestene, der samtlige plater gikk til brudd som følger av bøyemoment.

Den midlere gjennomlokkingskapasiteten er høyere enn bruddlasten fra test for alle platene. På grunnlag av dette kan ikke forsøkene gi et svar på om den beregnede kapasiteten er større eller lavere enn hva som ville vært den faktiske bruddlast for gjennomlokking. Bruddlasten fra test har overskredet de karakteristiske kapasitetene for noe av platene (utnyttelse < 1.0), noe som innebærer at selv uten material- og lastfaktorer tåler disse platene mer enn dimensjonert kapasitet både etter Anneks L og NB38. En kan derfor anta at begge beregningsgrunnlagene ligger på sikker side.

I analysen av skjærberegninger er det også viktig å presisere at noen av platene ikke er armert med stålfiber. Plate 2 og 8 inneholder basaltfiber, og tilfredsstillende ikke kravene for å kunne gi beregningsmessig økt skjærkapasitet. Dette gjelder både etter NB38, som ikke tillater bidrag av annet enn stålfiber i skjær, og Anneks L som generelt kun gjelder for stålfiber. Det ble under forsøkene ikke observert noen forskjell i oppførselen mellom platene med basalt- og stålfiber. Hvilke faktiske effekter basaltfiber har i skjær sammenlignet med stålfiber er ikke utforsket nærmere i disse forsøkene.

5.5 Effekt av stangarmering og støpeorientering

Som vist i figur 4.3.1 reduseres fibrenes bidrag til bæreevne når slakkarmering introduseres. Dette kommer av at armeringsnettet påvirker fiberorienteringen slik at den blir mer homogen. For plater og vegger utsatt for bøyning vil det være fordelaktig å ha mest mulig fibre orientert i plateplanet, noe som i større grad skjer for de uarmerte elementene. En annen faktor som vil redusere fibrenes bidrag til bæreevne er at det ikke er fullt samvirke mellom slakk- og fiberarmering. Fra last-deformasjonskurvene kan man se at bruddlasten for de uarmerte elementene inntreffer ved mindre deformasjoner sammenlignet med de armerte. Dette kan tyde på redusert utnyttelse av fiberarmeringen når slakkarmeringen når flytespenning. I beregningsmodellen er dette tatt hensyn til for skjærbrudd, men ikke for moment. I momentberegningene er bidraget til fibrene og slakkarmeringen summert sammen.

Både EC2 Annex L og NB38 forutsetter noe slakkarmering tilsvarende minimumskrav i tillegg til fibrene. Derfor kan det tyde på at beregningsmodellen er korrigert slik at den stemmer for elementer armert med en kombinasjon av fiber- og slakkarmering. Dette medfører at de beregnede verdiene stemmer godt overens med testresultatene fiberbidrag for elementer med slakkarmering. Særlig når vi kan anta at det beregnede armeringsbidraget trolig er større enn hva beregningene tilsier, siden det er benyttet karakteristisk flytespenning for slakkarmeringen. Til gjengjeld klarer ikke regnemodellen å representere fiberbidraget i elementene kun armert med fiber. Her er verdiene generelt sett for lave, særlig for de vertikalt støpte veggskive hvor fiberorienteringsfaktoren k_0 er satt til 0.5.

Støpeorienteringen har stor påvirkning på fibrenes orientering og derav elementenes bæreevne. Resultatene fra figur 4.5.2 viser at stålfibre er mer sensitive for støpeorientering enn basaltfibre. Selve sammenligningen mellom platene og veggene er ikke helt korrekt, siden randbetingelsene er forskjellige. Spennet mellom opplagene er likt mellom platene og veggskivene, men punktlastene er plassert 100 mm tettere for veggskivene. Forskjellen mellom plater og veggskiver er korrigert for ved å skalere opp resultatene for veggene. Hvor godt denne skaleringen beskriver virkeligheten er vanskelig å fastslå, men inneholder trolig en vis feilmargin. Ulik utforming av stangarmering i de armerte platene og veggskivene vil også påvirke kvaliteten av sammenligningen. Plater har 25 mm overdekning og har bare stangarmering i underkant. Veggskiver har derimot armering både i over- og underkant og er støpt med 15 mm overdekning. Dette blir tatt hensyn til i beregningene for momentkapasitet, men for en ideell sammenligning burde både platene og veggskivene hatt lik utforming.

Siden dimensjoneringsreglene legger til grunn slakkarmering er det tatt hensyn til både de negative effektene armeringsnettet og støpeorientering har på fiberorientering. I veggskiver uten slakkarmering utsatt for bøyning kan det derfor virke som en κ_0 faktor på 0.5 er for lavt. Om volumfaktoren κ_G settes lik 1.0 ville en optimal κ_0 faktor være 0.90 for vegg 5, 1.40 for vegg 6 og 0.95 for vegg 9. Vegg 8 med basaltfiber får en optimal κ_0 faktor på 1.35. Det kan også undersøkes om hvilke κ_0 verdi som passer best, om volumfaktoren κ_G settes lik 1.28 for veggskivene er den tillatte verdien i henhold til EC2. Dette vil samtidig også bety at beregningene overskrider kapasiteten for plate 1 og 4 når κ_G lik 1.30 som også må inkluderes for platene. κ_0 faktorene som passer best med disse kriteriene er 0.70 for vegg 1, 1.05 for vegg 8 og 0.75 for vegg 9. Elementet med basaltfiber får da en optimal κ_0 faktor på 1.05. Lagt dette til grunn, kan det virke som en fiberorienteringsfaktor på 0.5 er for lavt for veggelementene kun armert med fiber. Sammenligningen i støpeorientering for elementer med armeringsnett viser at en orienteringsfaktor på 0.5 er en god antagelse. For vegg 13 er 0.5 den optimale verdien, mens for plate 14 gir 0.75 det mest korrekte svaret.

6 Konklusjon

I denne studien er det gjennomført flere eksperimentelle tester, inkludert 3-punkts bjelketest i henhold til NS-EN 14651, bøyetest av horisontal- og vertikalstøpte plater, samt induktiv testing av betongkuber. Videre er det utført beregninger for å bestemme de testede platenes teoretiske kapasitet i samsvar med NB38 og Anneks L. Resultatene fra testene og beregningene er blitt anvendt for å evaluere dimensjoneringsreglene som er fastsatt i de to publikasjonene. På bakgrunn av resultatene, kan vi konkludere med følgende:

Resultatene fra 3-punkts bjelketestene viser store spredninger innad i hver prøveserie. Det desidert laveste standardavviket ved $f_{R,3}$, er for den vibrerbare, stålfiberarmerte betongen støpt trinnvis i henhold til NS-EN 14651. Den selvkomprimerende basaltfiberarmerte betongen gir mindre spredning enn den stålfiberarmerte.

Det er tydelig sammenheng mellom reststrekkfastheten fra bjelketestene og platenes momentkapasitet. Betongblandingene med høyest $f_{R,3}$ gir stort sett også platene med høyest bruddlast.

Resultatene fra de induktive testene viser lite sammenheng mellom både fiberorientering og fibermengde, og restbøyestrekfastheten.

For flere av platene er det betydelig avvik mellom den teoretisk beregnede og den faktiske bruddlasten. For de rent fiberarmerte elementene stemmer bruddlinjeberegningene godt for de horisontalstøpte platene, men ikke for de vertikalstøpte veggskivene. Kapasiteten undervurderes på grunn av den reduserte fiberorienteringsfaktoren. For elementene med både fiber- og slakkarmering stemmer beregningene godt, selv om kapasiteten overestimeres for noen av elementene med plastisk beregningsmetode, stemmer de godt med de elastiske. En mulig årsak til at kapasitetsberegningene ikke stemmer for de rent fiberarmerte veggskivene kan være at kravet til minimumsarmering ikke oppfylles i henhold til verken NB38 eller Anneks L.

Fibrenes bidrag til den totale momentkapasiteten reduseres når slakkarmering introduseres. Dette kan skyldes en kombinasjon av at slakkarmeringen påvirker fiberorienteringen negativt, og at det ikke er fullt samvirke mellom de to armeringstypene.

Inkludering av en volumfaktor κ_G større enn 1.0 for de slakkarmerte platene, øker fibrenes bidrag til kapasiteten betraktelig. Overestimering av kapasiteten til enkelte av platene kan skyldes at både volumfaktoren, fiberorienteringsfaktoren og plastiske beregningsmetoder er lite konservative.

Støpeorienteringen har en betydelig innvirkning på momentkapasiteten. De horisontstøpte platene tåler større last enn de vertikalstøpte veggskivene. Støperetningen har større effekt på elementer armert med stålfiber enn de med basaltfiber.

Bruddmønsteret til elementene etter testen indikerer at de rent fiberarmerte ikke er tilstrekkelig duktile til å utvikle det forventede bruddlinjemønsteret fullt ut. De slakkarmerte platene viser tydeligere bruddlinjer og flere små riss, noe som indikerer større duktilitet og bedre omfordeling av momenter.

Alt i alt klarer både NB38 og Anneks L å representere materialegenskapene til fiberarmert betong godt. Sammenhengen mellom restbøyestrekfasthet og bruddlast viser at bjelketestene representerer betongens oppførsel relativt godt.

7 Forslag til videre arbeid

- Gjennomføring av storskala forsøk med både plater og veggskiver.
- Forsøk med andre randbetingelser. Her kan det prøves både med annen lastplassering og opplagerbetingelser. Eksempelvis punktlast midt på platen og/eller punktopplegg.
- Induktiv test på kjerneprøver fra plater og vegger testet i dette forsøket og sett om det er noen sammenheng mellom kapasitet, fiberinnhold og orientering. Gjennomføringen av dette er startet da denne masteroppgaven avsluttes, men resultatene er enda ikke klare.
- Gjennomføre induktiv testing fra de resterende bjelkene fra 3-punkts bjelketest.
- Forsøk med ulike betongblandinger. Her kan flere parametere varieres. Eksempelvis:
 - Betongkonsistens
 - Betongkvalitet
 - Fibertype
 - Fiberinnhold
- Forsøk av plater med flere ulike armeringskombinasjoner. Her er det også interessant å se hvordan fiber i kombinasjon med spennarmering påvirker betongens egenskaper.
- I gjennomføring av nye forsøk hadde vært interessant å hatt rent slakk- og/eller spennarmerte referanse-elementer til sammenligning. På denne måten kan en bedre se hvordan betongens oppførsel endrer seg sammenlignet med "normale" konstruksjoner uten fiberarmering.

Referanser

- [1] Terje Kanstad mfl. *Publikasjon nr.38: Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner*. 2020.
- [2] Ingemar Lövgren. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. Chalmers Tekniska Högskola, 2005.
- [3] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 2004.
- [4] Forskningsrådet. *Fiberarmerte betongkonstruksjoner*. 2021.
URL: [https://prosjektbanken.forskningsradet.no/en/project/Fiberarmerte betongkonstruksjoner/327710](https://prosjektbanken.forskningsradet.no/en/project/Fiberarmerte%20betongkonstruksjoner/327710).
- [5] Hajmohammadian Baghba mfl. "Influence of polypropylene-fiber on the mechanical properties of self-compacting-concrete with recycled aggregates". I: *Magazine of Civil Engineering* (2020). DOI: <https://doi.org/10.18720/MCE.99.5>.
- [6] Ellen Øfsdahl. *Fibre-reinforced Self-compacting Concrete: Prediction of Rheological Properties*. 2012.
- [7] Ready Mixed Concrete Association of Ontario. *Best Practices Guidelines for Self-Consolidating Concrete*. 2009. URL: <https://www.sarjeants.com/wp-content/uploads/Best-Practices-Guide.pdf>.
- [8] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, 2. utgave*. Fagbokforlaget, 2013.
- [9] L. Nguyen-Minh mfl. "Punching Shear Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete Flat Slabs". I: *Procedia Engineering* 14 (2011). DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.230>.
- [10] Åse Lyslo Døssland. *Fibre reinforcement in load carrying concrete structures: laboratory and field investigations compared with theory and finite element analysis*. 2008.
- [11] Standard Norge. "NS-EN 14889-1:2006: Fibere for betong - Del 1: Stålfibere - Definisjoner, krav og samsvar". I: *CEN* (2006).
- [12] Standard Norge. "NS-EN 14889-2:2006: Fibere for betong - Del 2: Polymerfibere - Definisjoner, krav og samsvar". I: *CEN* (2006).
- [13] Terje Kanstad mfl. *COIN Project report 29: Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner*. 2011.
- [14] Sindre Sandbakk. *Fibre Reinforced Concrete: Evaluation of test methods and material development*. 2011.
- [15] Joost Walraven mfl. *Model Code 2010 - Final Draft, Volume 1*. International Federation for Structural Concrete (fib), 2012.
- [16] Jongsung Sim, Cheolwoo Park og Do Young Moon. "Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures". I: *Composites Part B: Engineering* (2005). DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2005.02.002>.
- [17] ReforceTech. *Produktbrosjyre Minibar*. 2008. URL: <https://reforcetech.com/wpcontent/uploads/2016/12/Basalt-MiniBars.pdf>.
- [18] Elena Vidal Sarmiento. *Flowable fibre-reinforced concrete for structural applications*. 2015.
- [19] Giedrius Žirgulis. *Fibre Orientation in Steel-Fibre- Reinforced Concrete: Quantification methods and influence of formwork surface and reinforcement bars in structural elements*. 2015.
- [20] Hedda Vikan. *Concrete workability and fibre content*. 2016.
- [21] Eduardo Galeote mfl. *Optimized quality control procedure with the Barcelona test and the inductive method for FRC*. 2018.
- [22] Josep M. Torrents mfl. "Inductive method for assessing the amount and orientation of steel fibers in concrete". I: *Materials and Structures* (2012). DOI: 10.1617/s11527-012-9858-6.

-
- [23] Thomas Hille og Mats Olsen Brastad. *Basaltfiber som alternativ til slakkarmering i vegger. Et studium av; praktiske, økonomiske og miljømessige konsekvenser*. 2022.
- [24] Kolbein Bell. *An engineering approach to finite element analysis of linear structural mechanics problems*. Fagbokforlaget, 2020.
- [25] Kefiyalew Zerfu og Januarti Ekaputri. *An approximate deflection function for simply supported quadrilateral thin plate by variational approach*. 2017. DOI: 10.1063/1.4994417.
- [26] Standard Norge. *NS-EN 14651:2005+A1:2007: Prøvmingsmetode for betong med metalliske fibere. Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)*. 2007.
- [27] Sergio H. P. Cavalaro mfl. *Assessment of fibre content and 3D profile in cylindrical SFRC specimens*. 2015.
- [28] *FprEN 1992-1-1:2021: Eurocode 2: Annex L-Steel Fibre Reinforced Concrete Structures*. 2021.
- [29] Terje Kanstad mfl. *Background document to FprEN 1992-1-1:2023 Annex L: Steel Fibre Reinforced Concrete Structures*. 2023.

Vedlegg

Vedlegg A - Betongresept Betong Øst

Vedlegg B - *As built* tegninger

Vedlegg C - Trykktest for bestemmelse av betongfasthet

Vedlegg D - Beregningseksempel momentkapasitet

Vedlegg E - Beregningseksempel stripe-, flytlinje- og elementmetode

Vedlegg F - Oversikt beregnet momentkapasitet

Vedlegg G - Oversikt stripemetode beregninger

Vedlegg H - Oversikt bruddlinje beregninger

Vedlegg I - Oversikt gjennomlokkings beregninger

Vedlegg J - Skaleringsfaktor vegg/plate

Vedlegg A - Betongresept Betong Øst

B45 M40 D22 SKB LKB

Avdeling 313, Rudshøgda

BETONG ØST

Resept:	4770	Avdeling:	313 - Rudshøgda		
	B45 M40 D22 SKB LKB				
Fasthetsklasse:	B45	Luftinnhold:	20 liter	Karbonklasse:	Lavkarbon A
Bestandighetsklasse:	M40	Basis synk:	650 mm	CO2 (A1-A3):	219,46 kg
Masseforhold (V/C):	0,398	D-max:	22 mm		

Materiale	Prop	Masse (kg)	Densitet	Volum (l)	Vann (l)	Pris	CO2 (kg)
1350 11-16RHP	30,00 %	509,8	2,68	190,2	0,0		2,47
1351 16-22RHP	10,00 %	169,9	2,68	63,4	0,0		0,82
1633 0-8V	60,00 %	1 012,0	2,66	380,5	0,0		2,48
Sum tilslag		1 691,8		634,1			5,78
2001 STD FA	78,00 %	341,6	3,00	113,9	0,0		199,90
3001 SILIKA	5,00 %	21,9	2,20	10,0	0,0		1,53
3007 FA	17,00 %	74,4	2,30	32,4	0,0		2,29
6013 SR-N	1,61 %	7,1	1,05	6,7	0,0		3,97
Vann		183,0	1,00	183,0	183,0		
Luft	2,00 %	0,0	0,00	20,0	0,0		
Totalt		2 319,7		1 000,0	183,0		213,46

Vedlegg B - As built tegninger

Plate 1.3x1.3x0.15 - Uarmerte

Batch 1 #1

Batch 3 #2

Batch 2 #3

Batch 1 #4

Veggskiver 1.2x1.2x0.15 - Uarmerte

Batch 1 #5

Batch 2 #6

Batch 5 #7

Batch 3 #8

Batch 1 #9

Batch 5 #10

Plate 1.3x1.3x0.15 - Armerte

Batch 1 #11

Batch 2 #12

Veggskiver 1.2x1.2x0.15 - Armerte

Batch 1 #13

Batch 2 #14

Plate 3.1x3.1x0.18 - Armerte

Batch 1 #15

Batch 1 #16

Veggskiver 2.5x7.05x0.20 - Uarmerte - utstøping fra ett punkt

Batch 1 #17

Veggskiver 2.5x7.5x0.20 - Uarmerte - utstøping fra flere (2) punkt

Batch 1 #18

Betongblandinger:

- Batch 1: Stabil SKB M40 lavkarbon+ fiber type 1 - ståå DE60/0.9 (35kg)
- Batch 2: "Ustabil" SKB M40 lavkarbon+ fiber type 1 - ståå DE60/0.9 (35kg)
- Batch 3: Stabil + fiber type 2 - Minibar 55 (10kg Minibar)
- Batch 4: "Ustabil" + fiber type 2 - Minibar 55 (10kg Minibar)
- Batch 5: Vibrerbar (VB) + fiber type 1 - ståå DE60/0.9 (35kg)
- Batch 6: Vibrerbar (VB) + fiber type 2 - Minibar 55 (10kg Minibar)

STØPEORDRE

MERK !
Nøyaktig plassering av heiskroker må bekreftes

MERK !
Nøyaktig plassering av boresylindere må bestemmes

Terning 100x100x100
Batch 1, 2, 3 og 5 24stk.

3 stk. testes etter 28 dager

B1-1	B2-1	B3-1	B5-1
B1-2	B2-2	B3-2	B5-2
B1-3	B2-3	B3-3	B5-3
B1-4	B2-4	B3-4	B5-4
B1-5	B2-5	B3-5	B5-5
B1-6	B2-6	B3-6	B5-6

3 stk. testes etter 91 dager

B1-1	B2-1	B3-1	B5-1
B1-2	B2-2	B3-2	B5-2
B1-3	B2-3	B3-3	B5-3
B1-4	B2-4	B3-4	B5-4
B1-5	B2-5	B3-5	B5-5
B1-6	B2-6	B3-6	B5-6

'Work diagram'
ø150x300 eller ø100x200
Batch 1, 2, 3 og 5
12stk.

B1-1	B2-1	B3-1	B5-1
B1-2	B2-2	B3-2	B5-2
B1-3	B2-3	B3-3	B5-3

Vedlegg C - Resultater fra trykktest for bestemmelse av betongfasthet

Ferskhetsegenskaper 18.11.2022, Rudshøgda

	Batch 1		Batch 2		Batch 3		Batch 5		Batch 6
	Før pumping	Efter pumping	Før pumping	Efter pumping	Før pumping	Efter pumping	Før pumping	Efter pumping	Basaltfibrer pudde
Synk	260	265	260	250	260	250	220	-	210
Synkubredelse	550/600	650	600/550	530	550	500	420	-	360
t500	4,85	3,55	45	3,75	-	55	-	-	-
Luftinnhold	1,0 %	-	-	-	1,7 %	-	1,0 %	-	-
Temperatur	17,5°C	-	-	-	16,7°C	-	14°C	-	-
Fersk demstet	2356	-	-	-	2336	-	2422	-	-
Fasthet	67,08	-	73,73	-	65,69	-	66,32	-	-
16.12.2022 (gjitt av 3 terminger)	Denstet	2,346	2,343	-	2,315	-	2,425	-	-
90 ddn 16.02.2023 (gjitt av 3 terminger)	Fasthet	81,18	83,98	-	72,84	-	78,12	-	-
	Denstet	2,354	2,358	-	2,350	-	2,446	-	-
Følgeseddel	2680		2684		2688		2689		
Betongkvalitet	4770 B45 M40 D22 SKB LKB-A		4770 B45 M40 D22 SKB LKB-A		4770 B45 M40 D22 SKB LKB-A		4570 B45 M40 D22 LKB-A		
Kommentar	Ettedosert 1,5L Terminger tatt før SP etterdosering, Blandet KI 10:26.		Ettedosert 1,8L på 3 m3. Blandet KI 12:08. Ustabil betong støpt ut etter 2-2,5t		Blandet KI 15:10		Blandet KI 16:08		Blandet KI 09:23

Vedlegg D - Beregningseksempel momentkapasitet

EC2 Annex L - Karakteristisk

1 - Plate 1.3x1.3x0.15 - Uarmert - Batch 1

Dimensjoner og armeringsinnhold:

$$h := 150 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

$$b := 1300 \text{ mm}$$

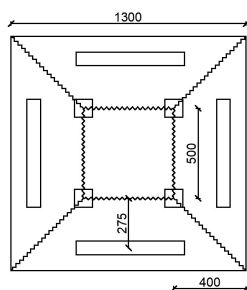
Platebredde (b x b)

$$b_{strip} := 1000 \text{ mm}$$

Det benyttes 1m platestripe for å beregne moment i kNm/m

$$l_{crit,b} := 500 \cdot 4 + \sqrt{275^2 \cdot 2 \cdot 4} = 3555.6 \text{ mm}$$

Lengden av kritisk snittet

Figuren viser utformingen av det tenkte bruddsnittet. Lengden av dette benyttes til å bestemme volumfaktoren κ_G

$$\phi := 10 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter

$$c_{nom} := 25 \text{ mm}$$

nominell overdekning

$$A_s := 0 \text{ mm}^2 / m$$

Armeringsmengde

Materialer:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

karakteristisk trykkfasthet

$$f_{ctk;0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

karakteristisk strekkfasthet

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytespenning

$$f_{R.1k} := 2.379 \text{ MPa}$$

Karakteristisk reststrekkfasthet ved CMOD = 0.5 mm

$$f_{R.3k} := 1.830 \text{ MPa}$$

Karakteristisk reststrekkfasthet ved CMOD = 2.5 mm

$$f_{R.1k} / f_{ctk;0.05} \geq 0.5 \quad \rightarrow \quad \frac{f_{R.1k}}{f_{ctk;0.05}} = 0.881$$

krav fra annex L

Momentkapasitet [KNm/m]:

$$\kappa_{0,b} := 1.0$$

```

κG,b := if As = 0
        || return 1.0
        || else
        ||   κG,0 ← 0
        ||   κG,1 ← 1
        ||   tol ← 0.001
        ||   while |κG,1 - κG,0| > tol
        ||     fFtuk ← κ0,b · κG,1 · 0.33 · fR,3k
        ||     x ←  $\frac{h \cdot b_{strip} \cdot f_{Ftuk} + A_s \cdot f_{yk}}{b_{strip} \cdot (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk})}$ 
        ||     hct ← h - x
        ||     Act,b ← (lcrit,b · hct) · 10-6
        ||     κG,0 ← κG,1
        ||     κG,1 ← min(1.0 + Act,b · 0.5, 1.5)
        ||   return κG,0
    = 1
    
```

Faktoren $\kappa_{0,b}$ tar hensyn til fiberorientering. Faktoren settes lik 1,0 for horisontalt støpte elementer og 0,5 for vertikalt støpte elementer utsatt for bøyning. I skjær er faktoren lik 1,0 både for vertikale og horisontale elementer

Volumfaktoren bestemmes ved hjelp av iterasjon. Først beregnes effektiv reststrekkfasthet med en volumfaktor lik 1,0. Trykksonehøyden beregnes så basert på denne reststrekkfastheten. Deretter oppdateres volumfaktoren basert på det beregnede tverrsnittsarealet i strekk, så lenge totalverdien av differansen mellom de to senest beregnede volumfaktorer er større en differansen forsetter "while loopen"

For tverrsnitt uten slakkarmering benyttes volumfaktor lik 1,0

$$f_{Ftuk,b} := \kappa_{0,b} \cdot \kappa_{G,b} \cdot 0.33 f_{R,3k} = 0.604 \quad MPa$$

Effektiv reststrekkfasthet i bøyning

$$0.8 \cdot x \cdot b_{strip} \cdot f_{ck} = (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftuk} + A_s \cdot f_{yk}$$

$$x := \frac{h \cdot b_{strip} \cdot f_{Ftuk} + A_s \cdot f_{yk}}{b_{strip} \cdot (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk,b})} = 2.475 \quad mm$$

Trykksonehøyde

$$d := \begin{cases} \text{if } A_s = 0 \\ \quad \text{return } h \\ \text{else} \\ \quad \text{return } h - c_{nom} - \emptyset \end{cases} = 150 \quad mm$$

Effektiv tverrsnittshøyde

For tverrsnitt uten slakkarmering er den effektive høyden lik tverrsnitshøyden

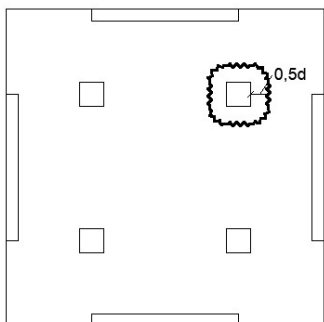
$$M_{Rk} := \frac{(h - x) \cdot b_{strip} \cdot f_{Ftuk,b} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0.4 \cdot x)}{10^6} = 6.7 \quad kNm/m$$

Karakteristisk momentkapasitet

Gjennomlokking:

$$l_{crit.v} := 4 \cdot 100 + \pi \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot d = 871.2 \quad mm$$

Lengde av kritisk snitt for gjennomlokking



Figuren viser det kritiske bruddsnittet for gjennomlokkingsbrudd

$$A_{ct.v} := (h - x) \cdot l_{crit.v} \cdot 10^{-6} = 0.129 \quad m^2$$

Kritisk tverrsnittsareal i strekk

$$D_{lower} := 22 \quad mm$$

Laveste verdi for største tilslags-sil

$$d_{dg} := 16 + D_{lower} = 38 \quad mm$$

Størrelse parameter som tar hensyn til ugjevnheter i det kritiske snittet

$$\kappa_{G.v} := \min(1.0 + A_{ct.v} \cdot 0.5, 1.5) = 1.064$$

Volumfaktor for gjennomlokkingsbrudd, for enkelhetsskyld er denne faktoren satt lik 1.0

$$\kappa_{G.v} := 1.0$$

$$\kappa_{0.v} := 1.0$$

Fiberorienteringsfaktor setter lik 1,0 både for vertikalt og horisontalt støpte elementer

$$f_{Ftuk.v} := \kappa_{0.v} \cdot \kappa_{G.v} \cdot 0.33 f_{R,3k} = 0.604 \quad MPa$$

Effektiv reststrekkfaktor for gjennomlokking

$$\tau_{Rkc.min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } A_s = 0 \\ \quad \text{return } 0 \\ \text{else} \\ \quad \text{return } 11 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \end{array} \right\| = 0 \quad MPa$$

Nedre grense for betongens bidrag til skjærkapasitet. Setter lik 0 for tverrsnitt uten slakkarmering

$$\rho_l := \frac{A_s}{b_{strip} \cdot d} = 0 \quad 1/m$$

Armeringsforhold av armering i strekk

$$k_{pb} := \min\left(3.6 \cdot \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 100}{l_{crit.v}}}, 2.5\right) = 2.5$$

Faktor som tar hensyn til skjærgradienten

$$\tau_{Rk.c} := \min\left(0.6 \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d}\right)^{\frac{1}{3}}, 0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}}\right) = 0 \text{ MPa}$$

Betongens bidrag til skjærkapasitet

$$\eta_F := 0.4$$

Reduksjonsfaktor som reduserer fibrenes bidrag til skjærkapasitet

$$\beta_e := 1.15$$

Faktor som tar hensyn til den konsentrerte lastens plassering. Settes lik 1.15 for indre søyler

$$V := \left\| \begin{array}{l} V \leftarrow 15 \\ \tau \leftarrow 0 \\ \tau_{Rk.cF} \leftarrow 1 \\ \text{while } \tau < \tau_{Rk.cF} \\ \left\| \begin{array}{l} \tau \leftarrow \beta_e \cdot \frac{V \cdot 10^3}{l_{crit.v} \cdot d} \\ \eta_c \leftarrow \min\left(\frac{\tau_{Rk.c}}{\tau}, 1.0\right) \\ \tau_{Rk.cF} \leftarrow \max(\eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + \eta_F \cdot f_{Ftuk.v}, \eta_c \cdot \tau_{Rk.c.min} + f_{Ftuk.v}) \\ V_0 \leftarrow V \\ V \leftarrow V + 0.01 \end{array} \right. \\ \text{return } V \end{array} \right. = 68.64 \text{ kN}$$

Maksimal konsentrert last bestemmes ved hjelp av iterasjon. Først beregnes opptredende skjærspenninger basert på en lav gjettest verdi for skjærkraft. Reduksjonsfaktoren η_c bestemmes så for den gitte opptredende spenningen. Deretter beregnes tverrsnittets skjærkapasitet. Før neste runde i "while loopen" økes skjærkraften og beregningene gjøres helt til det er likevekt mellom opptredende spenninger og skjærkapasitet.

$$\tau := \beta_e \cdot \frac{V \cdot 10^3}{l_{crit.v} \cdot d} = 0.604 \text{ MPa}$$

Opptredende skjærspenning ved konsentrert last

$$\eta_c := \min\left(\frac{\tau_{Rk.c}}{\tau}, 1.0\right) = 0$$

Reduksjonsfaktor som reduserer betongens bidrag til skjærkapasitet

$$\tau_{Rk.cF} = \eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + \eta_F \cdot f_{Ftuk} > \eta_c \cdot \tau_{Rk.c.min} + f_{Ftuk}$$

$$\tau_{Rk.cF} := \max(\eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + \eta_F \cdot f_{Ftuk.v}, \eta_c \cdot \tau_{Rk.c.min} + f_{Ftuk.v}) = 0.604 \text{ MPa}$$

Total karakteristiske skjærkapasitet uten skjærarmring

NB38 - Karakteristisk

1 - Plate 1.3x1.3x0.15 - Uarmert - Batch 1

Materialer:

$\kappa_0 := 1.0$	Fiberorienterings faktor
$\kappa_G := 1.0$	Volumfaktor
$f_{Ftuk} := 0.677 \text{ MPa}$	Karakteristisk reststrekkfasthet
$f_{Ftuk.ef} := \kappa_0 \cdot \kappa_G \cdot f_{Ftuk} = 0.677 \text{ MPa}$	Effektiv reststrekkfasthet
$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Karakteristisk betongfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning

Momentkapasitet [KNm/m]:

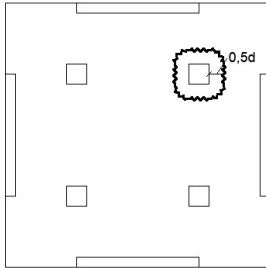
$c_{nom} := 25 \text{ mm}$	Nominell overdekkning
$\emptyset := 10 \text{ mm}$	Armerings diameter
$h := 150 \text{ mm}$	Tverrsnittshøyde
$b := 1000 \text{ mm}$	Bredde platestripe
$A_s := 0 \text{ mm}^2 / m$	Armeringsmengde
$d := \begin{cases} \text{if } A_s = 0 \\ \quad \text{return } h \\ \text{else} \\ \quad \text{return } h - c_{nom} - \emptyset \end{cases} = 150 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde. For Tverrsnitt uten slakkarmering settes den effektive høyden lik tverrsnittshøyden

Trykksonehøyde

$$0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{ck} = (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftuk} + A_s \cdot f_{yk}$$

$$x := \frac{h \cdot b \cdot f_{Ftuk.ef} + A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk.ef})} = 2.769 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$M_{Rd} := \frac{(h - x) \cdot b \cdot f_{Ftuk.ef} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0.4 \cdot x)}{10^6} = 7.5 \text{ kNm/m} \quad \text{Moment kapasitet}$$

Gjennomlokking:


Figuren viser det kritiske bruddsnittet for gjennomlokkingsbrudd

$$b_{0.5} := 100 \cdot 4 + \pi \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot d = 871.2 \quad mm$$

Kontrollsnitt for gjennomlokking

$$D_{lower} := 22 \quad mm$$

Laveste verdi for største tilslags-sil

$$d_{dg} := 16 + D_{lower} = 38 \quad mm$$

Størrelse parameter som tar hensyn til ugjevnheter i det kritiske snittet

$$\tau_{Rkc.min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } A_s = 0 \\ \quad \text{return } 0 \\ \text{else} \\ \quad \text{return } 11 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \end{array} \right\| = 0 \quad MPa$$

Nedre grense for betongens bidrag til skjærkapasitet. Setter lik 0 for tverrsnitt uten slakkarmering

$$\rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0 \quad 1/m$$

Armeringsforhold av armering i strekk

$$k_{pb} := \min \left(\sqrt{5 \cdot 8 \cdot \frac{d}{b_{0.5}}}, 2.5 \right) = 2.5$$

Faktor som tar hensyn til skjærgradienten

$$\tau_{Rkc.c} := \min \left(0.6 \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}}, 0.6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) = 0 \quad MPa$$

Betongens bidrag til skjærkapasitet

$$\beta_e := 1.15$$

Faktor som tar hensyn til den konsentrerte lastens plassering. Settes lik 1.15 for indre søyler

$$\begin{aligned}
 V := & \left\{ \begin{array}{l}
 V \leftarrow 15 \\
 \tau \leftarrow 0 \\
 \tau_{Rk.cF} \leftarrow 1 \\
 \text{while } \tau < \tau_{Rk.cF} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 \tau \leftarrow \beta_e \cdot \frac{V \cdot 10^3}{b_{0.5} \cdot d} \\
 \eta_c \leftarrow \min\left(\frac{\tau_{Rk.c}}{\tau}, 1.0\right) \\
 \tau_{Rk.cF} \leftarrow \eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + f_{Ftuk.ef} \\
 V_0 \leftarrow V \\
 V \leftarrow V + 0.01
 \end{array} \right. \\
 \text{return } V
 \end{array} \right. = 76.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maksimal konsentrert last bestemmes ved hjelp av iterasjon. Først beregnes opptredende skjærspenninger basert på en lav gjettet verdi for skjærkraft. Reduksjonsfaktoren η_c bestemmes så for den gitte opptredende spenningen. Deretter beregnes tverrsnittets skjærkapasitet. Før neste runde i "while loopen" økes skjærkraften og beregningene gjøres helt til det er likevekt mellom opptredende spenninger og skjærkapasitet.

$$\tau := \beta_e \cdot \frac{V \cdot 10^3}{b_{0.5} \cdot d} = 0.677 \text{ MPa}$$

Opptredende skjærspenning ved konsentrert last

$$\eta_c := \frac{\tau_{Rk.c}}{\tau} = 0$$

Reduksjonsfaktor som reduserer betongens bidrag til skjærkapasitet

$$\tau_{Rk.cF} := \eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + f_{Ftuk.ef} = 0.677 \text{ MPa}$$

Total karakteristiske skjærkapasitet uten skjærarmoring

$$V := \frac{\tau_{Rk.cF} \cdot b_{0.5} \cdot d}{\beta_e \cdot 10^3} = 76.93 \text{ kN}$$

Maksimal last per punktlast

EC2 Annex L - Karakteristisk

11 - Plate 1.3x1.3x0.15 - ø10cc250 - Batch 1

Dimensjoner og armeringsinnhold:

$$h := 150 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

$$b := 1300 \text{ mm}$$

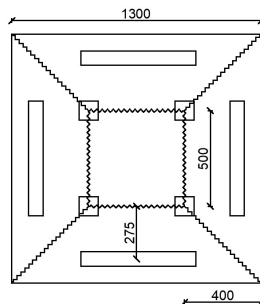
Platebredde (b x b)

$$b_{strip} := 1000 \text{ mm}$$

Det benyttes 1m platestripe for å beregne moment i kNm/m

$$l_{crit,b} := 500 \cdot 4 + \sqrt{275^2 \cdot 2 \cdot 4} = 3555.6 \text{ mm}$$

Lengden av kritisk snittet

Figuren viser utformingen av det tenkte bruddsnittet. Lengden av dette benyttes til å bestemme volumfaktoren κ_G

$$\phi := 10 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter

$$c_{nom} := 25 \text{ mm}$$

nominell overdekning

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \frac{1000}{250} = 314.2 \text{ mm}^2 / m$$

Armeringsmengde

Materialer:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

karakteristisk trykkfasthet

$$f_{ctk;0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

karakteristisk strekkfasthet

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Karakteristisk flytespenning

$$f_{R.1k} := 2.379 \text{ MPa}$$

Karakteristisk reststrekkfasthet ved CMOD = 0.5 mm

$$f_{R.3k} := 1.830 \text{ MPa}$$

Karakteristisk reststrekkfasthet ved CMOD = 2.5 mm

$$f_{R.1k} / f_{ctk;0.05} \geq 0.5 \quad \rightarrow \quad \frac{f_{R.1k}}{f_{ctk;0.05}} = 0.881$$

krav fra annex L

Momentkapasitet [KNm/m]:

$$\kappa_{0,b} := 1.0$$

```

κG,b := if As = 0
          || return 1.0
          || else
          ||   κG,0 ← 0
          ||   κG,1 ← 1
          ||   tol ← 0.001
          ||   while |κG,1 - κG,0| > tol
          ||     fFtuk ← κ0,b · κG,1 · 0.33 · fR,3k
          ||     x ←  $\frac{h \cdot b_{strip} \cdot f_{Ftuk} + A_s \cdot f_{yk}}{b_{strip} \cdot (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk})}$ 
          ||     hct ← h - x
          ||     Act,b ← (lcrit,b · hct) · 10-6
          ||     κG,0 ← κG,1
          ||     κG,1 ← min(1.0 + Act,b · 0.5, 1.5)
          ||   return κG,0
    
```

Faktoren $\kappa_{0,b}$ tar hensyn til fiberorientering. Faktoren settes lik 1,0 for horisontalt støpte elementer og 0,5 for vertikalt støpte elementer utsatt for bøyning. I skjær er faktoren lik 1,0 både for vertikale og horisontale elementer

Volumfaktoren bestemmes ved hjelp av iterasjon. Først beregnes effektiv reststrekkfasthet med en volumfaktor lik 1,0. Trykksonehøyden beregnes så basert på denne reststrekkfastheten. Deretter oppdateres volumfaktoren basert på det beregnede tverrsnittsarealet i strekk, så lenge totalverdien av differansen mellom de to senest beregnede volumfaktorer er større en differansen forsetter "while loopen"

For tverrsnitt uten slakkarmering benyttes volumfaktor lik 1,0

$$f_{Ftuk,b} := \kappa_{0,b} \cdot \kappa_{G,b} \cdot 0.33 f_{R,3k} = 0.757 \quad \text{MPa}$$

karakteristisk reststrekkfasthet i bøyning

$$0.8 \cdot x \cdot b_{strip} \cdot f_{ck} = (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftuk} + A_s \cdot f_{yk}$$

$$x := \frac{h \cdot b_{strip} \cdot f_{Ftuk} + A_s \cdot f_{yk}}{b_{strip} \cdot (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk,b})} = 7.363 \quad \text{mm}$$

Trykksonehøyde

```

d := if As = 0
      || return h
      || else
      || return h - cnom - ø
    
```

Effektiv tverrsnittshøyde

For tverrsnitt uten slakkarmering er den effektive høyden lik tverrsnitshøyden

$$M_{Rk} := \frac{(h - x) \cdot b_{strip} \cdot f_{Ftuk,b} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0.4 \cdot x)}{10^6} = 25.78 \quad \text{kNm/m}$$

Karakteristisk momentkapasitet

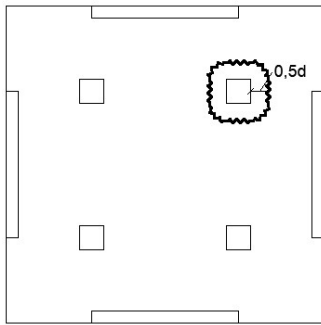
Gjennomlokking punktlast:

$$l_{crit.v} := 4 \cdot 100 + \pi \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot d = 761.3 \quad mm$$

Lengde av kritisk snitt for gjennomlokking

$$A_{ct.v} := (h - x) \cdot l_{crit.v} \cdot 10^{-6} = 0.109 \quad m^2$$

Kritisk tverrsnittsareal i strekk



Figuren viser det kritiske bruddsnittet for gjennomlokkingsbrudd

$$D_{lower} := 22 \quad mm$$

laveste verdi for største tilslags-sil

$$d_{dg} := 16 + D_{lower} = 38 \quad mm$$

Størrelse parameter som tar hensyn til ugjevnheter i det kritiske snittet

$$\kappa_{G.v} := \min(1.0 + A_{ct.v} \cdot 0.5, 1.5) = 1.054$$

Volumfaktor for gjennomlokking, for enkelhets skyld er volumfaktoren satt lik 1.0

$$\kappa_{G.v} := 1.0$$

$$\kappa_{0.v} := 1.0$$

Fiberorienteringsfaktor setter lik 1,0 både for vertikalt og horisontalt støpte elementer

$$f_{Ftuk.v} := \kappa_{0.v} \cdot \kappa_{G.v} \cdot 0.33 f_{R.3k} = 0.604 \quad MPa$$

Effektiv reststrekkfaktor for gjennomlokking

$$\tau_{Rkc.min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } A_s = 0 \\ \quad \text{return } 0 \\ \text{else} \\ \quad \text{return } 11 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \end{array} \right\| = 1.897 \quad MPa$$

Nedre grense for betongens bidrag til skjærkapasitet. Setter lik 0 for tverrsnitt uten slakkarmering

$$\rho_l := \frac{A_s}{b_{strip} \cdot d} = 0.0027 \quad 1/m$$

Armeringsforhold av armering i strekk

$$k_{pb} := \min\left(3.6 \cdot \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 100}{l_{crit.v}}}, 2.5\right) = 2.48$$

Faktor som tar hensyn til skjærgradient

$$\tau_{Rk.c} := \min \left(0.6 \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}}, 0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) = 2.374 \quad MPa$$

Betongens bidrag til skjærkapasitet

$$\eta_F := 0.4$$

Reduksjonsfaktor som reduserer fibrenes bidrag til skjærkapasitet

$$\beta_e := 1.15$$

Faktor som tar hensyn til den konsentrerte lastens plassering. Settes lik 1.15 for indre søyler

$$V := \left\| \begin{array}{l} V \leftarrow 15 \\ \tau \leftarrow 0 \\ \tau_{Rk.cF} \leftarrow 1 \\ \text{while } \tau < \tau_{Rk.cF} \\ \left\| \begin{array}{l} \tau \leftarrow \beta_e \cdot \frac{V \cdot 10^3}{l_{crit.v} \cdot d} \\ \eta_c \leftarrow \min \left(\frac{\tau_{Rk.c}}{\tau}, 1.0 \right) \\ \tau_{Rk.cF} \leftarrow \max \left(\eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + \eta_F \cdot f_{Ftuk.v}, \eta_c \cdot \tau_{Rk.cmin} + f_{Ftuk.v} \right) \\ V_0 \leftarrow V \\ V \leftarrow V + 0.01 \end{array} \right. \\ \text{return } V \end{array} \right. = 190.19 \quad kN$$

Maksimal konsentrert last bestemmes ved hjelp av iterasjon. Først beregnes opptredende skjærspenninger basert på en lav gjettet verdi for skjærkraft. Reduksjonsfaktoren η_c bestemmes så for den gitte opptredende spenningen. Deretter beregnes tverrsnittets skjærkapasitet. Før neste runde i "while loopen" økes skjærkraften og beregningene gjøres helt til det er likevekt mellom opptredende spenninger og skjærkapasitet.

$$\tau := \beta_e \cdot \frac{V \cdot 10^3}{l_{crit.v} \cdot d} = 2.498 \quad MPa$$

Opptredende skjærspenning ved konsentrert last

$$\eta_c := \min \left(\frac{\tau_{Rk.c}}{\tau}, 1.0 \right) = 0.95$$

Reduksjonsfaktor som reduserer betongens bidrag til skjærkapasitet

$$\tau_{Rk.cF} = \eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + \eta_F \cdot f_{Ftuk} > \eta_c \cdot \tau_{Rk.cmin} + f_{Ftuk}$$

$$\tau_{Rk.cF} := \max \left(\eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + \eta_F \cdot f_{Ftuk.v}, \eta_c \cdot \tau_{Rk.cmin} + f_{Ftuk.v} \right) = 2.498 \quad MPa$$

Total karakteristiske skjærkapasitet uten skjærarmring

NB38 - Karakteristisk

11 - Plate - 1.3x1.3x0.15 - ø10cc250 - Batch 1

Materialer:

$\kappa_0 := 1.0$	Fiberorienterings faktor
$\kappa_G := 1.0$	Volumfaktor
$f_{Ftuk} := 0.677 \text{ MPa}$	Karakteristisk reststrekkfasthet
$f_{Ftuk.ef} := \kappa_0 \cdot \kappa_G \cdot f_{Ftuk} = 0.677 \text{ MPa}$	Effektiv reststrekkfasthet
$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Karakteristisk betongfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytespenning

Momentkapasitet [KNm/m]:

$c_{nom} := 25 \text{ mm}$	Nominell overdekkning
$\emptyset := 10 \text{ mm}$	Armerings diameter
$h := 150 \text{ mm}$	Tverrsnittshøyde
$b := 1000 \text{ mm}$	Bredde platestripe
$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 \cdot \frac{1000}{250} = 314.2 \text{ mm}^2/m$	Armeringsmengde
$d := \begin{cases} \text{if } A_s = 0 \\ \quad \text{return } h \\ \text{else} \\ \quad \text{return } h - c_{nom} - \emptyset \end{cases} = 115 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde. For Tverrsnitt uten slakkarmering settes den effektive høyden lik tverrsnittshøyden

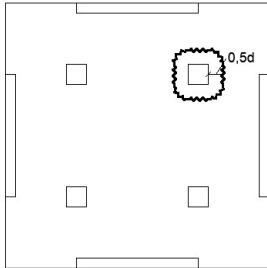
Trykksonehøyde

$$0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{ck} = (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftuk} + A_s \cdot f_{yk}$$

$$x := \frac{h \cdot b \cdot f_{Ftuk.ef} + A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk.ef})} = 7.052 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$M_{Rd} := \frac{(h - x) \cdot b \cdot f_{Ftuk.ef} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0.4 \cdot x)}{10^6} = 24.95 \text{ kNm/m}$$

Moment kapasitet

Gjennomlokking:


Figuren viser det kritiske bruddsnittet for gjennomlokkingsbrudd

$$b_{0.5} := 100 \cdot 4 + \pi \cdot 0.5 \cdot 2 \cdot d = 761.3 \quad \text{mm}$$

Kontrollsnitt for gjennomlokking

$$D_{lower} := 22 \quad \text{mm}$$

Laveste verdi for største tilslags-sil

$$d_{dg} := 16 + D_{lower} = 38 \quad \text{mm}$$

Størrelse parameter som tar hensyn til ugjevnheter i det kritiske snittet

$$\tau_{Rkc.min} := \begin{cases} \text{return } 0 & \text{if } A_s = 0 \\ \text{return } 11 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} & \text{else} \end{cases} = 1.897 \quad \text{MPa}$$

Nedre grense for betongens bidrag til skjærkapasitet. Setter lik 0 for tverrsnitt uten slakkarmering

$$\rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0027 \quad 1/m$$

Armeringsforhold av armering i strekk

$$k_{pb} := \min \left(\sqrt{5 \cdot 8 \cdot \frac{d}{b_{0.5}}}, 2.5 \right) = 2.458$$

Faktor som tar hensyn til skjærgradienten

$$\tau_{Rk.c} := \min \left(0.6 \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}}, 0.6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) = 2.353 \quad \text{MPa}$$

Betongens bidrag til skjærkapasitet

$$\beta_e := 1.15$$

Faktor som tar hensyn til den konsentrerte lastens plassering. Settes lik 1.15 for indre søyler

$$\begin{aligned}
 V &:= \left\| \begin{array}{l} V \leftarrow 15 \\ \tau \leftarrow 0 \\ \tau_{Rk.cF} \leftarrow 1 \\ \text{while } \tau < \tau_{Rk.cF} \\ \left\| \begin{array}{l} \tau \leftarrow \beta_e \cdot \frac{V \cdot 10^3}{b_{0.5} \cdot d} \\ \eta_c \leftarrow \min\left(\frac{\tau_{Rk.c}}{\tau}, 1.0\right) \\ \tau_{Rk.cF} \leftarrow \eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + f_{Ftuk.ef} \\ V_0 \leftarrow V \\ V \leftarrow V + 0.01 \end{array} \right. \\ \text{return } V \end{array} \right. &= 206.78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maksimal konsentrert last bestemmes ved hjelp av iterasjon. Først beregnes opptredende skjærspenninger basert på en lav gjettet verdi for skjærkraft. Reduksjonsfaktoren η_c bestemmes så for den gitte opptredende spenningen. Deretter beregnes tverrsnittets skjærkapasitet. Før neste runde i "while loopen" økes skjærkraften og beregningene gjøres helt til det er likevekt mellom opptredende spenninger og skjærkapasitet.

$$\tau := \beta_e \cdot \frac{V \cdot 10^3}{b_{0.5} \cdot d} = 2.716 \text{ MPa}$$

Opptredende skjærspenning ved konsentrert last

$$\eta_c := \frac{\tau_{Rk.c}}{\tau} = 0.8664$$

Reduksjonsfaktor som reduserer betongens bidrag til skjærkapasitet

$$\tau_{Rk.cF} := \eta_c \cdot \tau_{Rk.c} + f_{Ftuk.ef} = 2.716 \text{ MPa}$$

Total karakteristiske skjærkapasitet uten skjærarmoring

$$V := \frac{\tau_{Rk.cF} \cdot b_{0.5} \cdot d}{\beta_e \cdot 10^3} = 206.75 \text{ kN}$$

Maksimal last per punktlast

Trykksonehøyde for elementer med over- og underkantsarmering

Element #13 og #14 er veggskiver armert i både over og underkant. For å inkludere effekten av armeringen er overkantsarmeringen inkludert i uttrykket for x som baserer seg på aksial likevekt. Videre må spenningen i overkantsarmeringen bestemmes før momentkapasitet kan beregnes. Siden flere variable er avhengig av hverandre brukes iterasjon for å løse trykksonehøyden.

Resten av beregningene er identisk med det som tidligere er vist for plate-elementer

Nominell overdekkning for element #13 og #14 er 15mm

Trykksonehøyde

$$0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cm} - A'_s \cdot f'_s = (h - x) \cdot b \cdot f_{Ftu.ef} + A_s \cdot f_{yk}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\begin{array}{l}
 x := \left\{ \begin{array}{l}
 x_0 \leftarrow 0 \\
 x \leftarrow \frac{h \cdot b \cdot f_{Ftuk.b} + A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk.b})} \\
 \varepsilon_{s.ok} \leftarrow \left(-\varepsilon_{cu} + \left((c_{nom} + \emptyset) \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \right) \right) \cdot \frac{36000}{200000} \\
 f'_s \leftarrow \varepsilon_{s.ok} \cdot 200000 \\
 tol \leftarrow 0.001 \\
 \text{while } |x - x_0| \geq tol \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 x \leftarrow \frac{h \cdot b \cdot f_{Ftuk.b} + A_s \cdot f_{yk} + A'_s \cdot f'_s}{b \cdot (0.8 \cdot f_{ck} + f_{Ftuk.b})} \\
 \varepsilon_{s.ok} \leftarrow \left(-\varepsilon_{cu} + \left((c_{nom} + \emptyset) \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \right) \right) \cdot \frac{36000}{200000} \\
 f'_s \leftarrow \varepsilon_{s.ok} \cdot 200000 \\
 x_0 \leftarrow x
 \end{array} \right. \\
 \text{return } x
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$= 9.16 \quad mm \quad \text{Trykksonehøyde}$$

Det er antatt bruddtøyning i tverrsnittets overkant og at overkantsarmeringen er utsatt for strekk. Før iterasjonen starter er trykksonehøyden bestemt uten og inkludere trykk armeringen. Trykksonehøyden er deretter brukt til å bestemme tøyningen og spenning i overkantsarmeringen. Når iterasjonen starter er overkantsarmeringen inkludert og verdiene for trykksonehøyde, armeringstøyning og -spenning oppdateres helt til differansen i absoluttverdi mellom de to sist beregnede verdiene for x blir mindre enn en satt toleranseverdi.

$$\varepsilon_{s.ok} := \left(-\varepsilon_{cu} + \left((c_{nom} + \emptyset) \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \right) \right) \cdot \frac{36000}{200000} = 0.00109$$

tøyning i overkantsarmeringen

$$f'_s := \varepsilon_{s.ok} \cdot 200000 = 217.9 \quad MPa$$

Strekkspenning i overkantsarmeringen

$$M_{Rd} := \frac{(h - x) \cdot b_{strip} \cdot f_{Ftuk.b} \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0.4 \cdot x) + A'_s \cdot f'_s \cdot \left((c_{nom} + \emptyset) - \frac{x}{2} \right)}{10^6} = 28.75 \quad kNm/m$$

Momentkapasitet

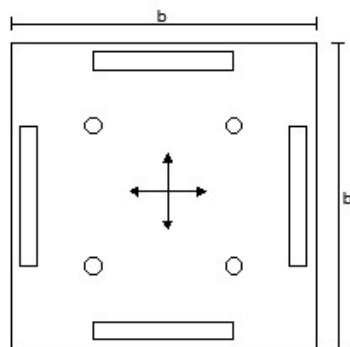
Vedlegg E - Beregningseksempel stripe-, flytlinje- og elementmetode

Stripemetode

11 - Plate 1.3x1.3x0.15 - ø10cc250 - Batch 1

$$M_{Rk} := 26.15 \quad kNm/m$$

Karakteristisk momentkapasitet
beregnet etter EC2 annek 5



Det er antatt at halvparten av lastene bæres som moment i hver retning. Figuren viser hvordan lastene er tenkt påført platestripen

$$L_1 := 275 \quad mm$$

Avstand mellom opplager og punktlaster

$$P := \frac{4 \cdot M_{Rk}}{L_1 \cdot 10^{-3}} = 380.4 \quad kN$$

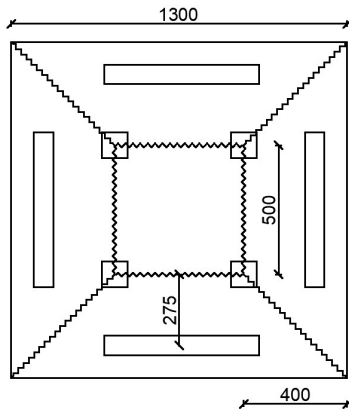
Maksimal last produsert av hydraulisk presse.
Verdien er summen av 4 punktlaster

Flytlinjemetode

11 - Plate 1.3x1.3x0.15 - ø10cc250 - Batch 1

$$M_{Rk} := 26.15 \quad kNm/m$$

Karakteristisk momentkapasitet
beregnet etter EC2 annek L



Antatt Bruddlinjemønster

$$l_{\theta} := 0.275 \quad m$$

Avstand mellom senter av opplager til indre
bruddlinje, brukes til å bestemme vinkel $\theta = \frac{w}{l_1}$

$$l_1 := 0.500 \quad m$$

Lengden til projeksjonen av diagonale flytlinjer

$$l_2 := 0.400 \quad m$$

Lengden av indre flytlinjer

Ytre arbeid:

$$A_y = \sum w \cdot F = 4 \cdot w \cdot \frac{F}{4}$$

Det ytre arbeidet er bestemt ved å summere
produktet til de fire punktlastene og virtuell
nedbøyning

Indre arbeid:

$$A_i = \sum M_{Rk} \cdot \theta \cdot l = 8 \cdot M_{Rk} \cdot \frac{w}{l_1} \cdot l_2 + 4 \cdot M_{Rk} \cdot \frac{w}{l_1} \cdot l_3$$

Det indre arbeidet er bestemt ved å summere
produktet av momentkapasitet, bruddvinkel og
lengden av flytlinjene. De diagonale flytlinjene er
det benyttet projeksjonen av linjene. Dette gir
åtte bidrag, fire flytlinjer og vinkel på begge
sider av linjene. De indre flytlinjene gir fire
bidrag.

$$F := 4 \cdot M_{Rk} \cdot \frac{1}{l_{\theta}} \cdot (2 \cdot l_1 + l_2) = 532.5 \quad kN$$

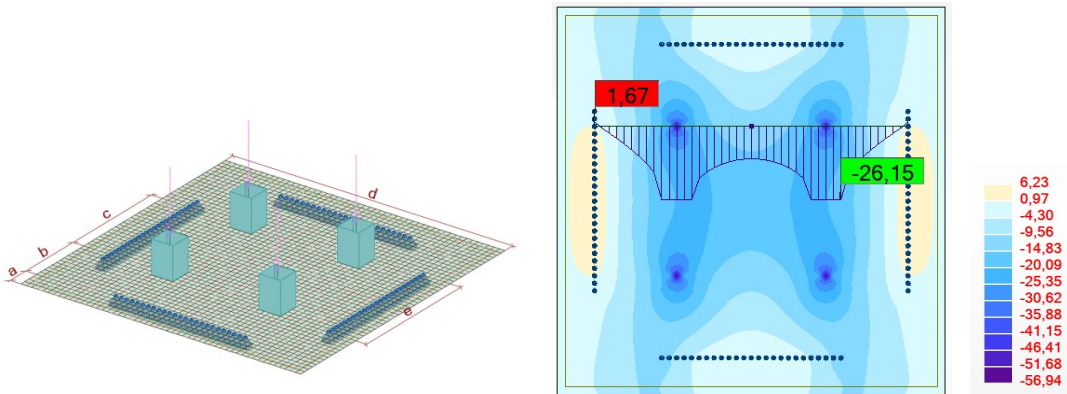
Karakteristisk bruddlast

Elementmetode

11 - Plate 1.3x1.3x0.15 - ø10cc250 - Batch 1

$$M_{Rk} := 26.15 \quad kNm/m$$

Karakteristisk momentkapasitet
beregnet etter EC2 annek L



Elementmodel er utarbeidet i programvaren Robot structural analysis. Programet har en innebygget funksjon som reduserer moment- og spenningstopper i forbindelse med konsentrerte laster. Denne virker ved å ta et gjennomsnitt av momentet over en avstand lik platetykkelsen. I fargeplottet kan man se at den eksakte løsningen er over dobbel så høy som den reduserte verdien. Størrelsen på kraften er manuelt forandret mellom hver kalkulasjon helt til elementløsningen og beregnet momentkapasitet ble tilnærmet like.

Det er benyttet elementer med størrelse 25 mm for platen. Robot gir ikke valgmuligheter til å velge egne elementer, men vil selv bestemme elementer som er egnet for problemet som skal løses. For bøyning av plater benyttes fire noders firkantede diskre Kirchhoff plate elementer.

$$F := 4 \cdot 111.8 = 447 \quad kN$$

Karakteristisk bruddlast

Vedlegg F - Oversikt beregnet momentkapasitet

Momentkapasitet: Anneks L - karakteristisk

Karakteristisk verdi betongfasthet	f_{ck}	45 mm
Karakteristisk flytspenning stål	f_{yk}	500 mm
Nominell overdekning (1.3m plater)	$C_{nom,1}$	25 mm
Nominell overdekning (1.2m vegskiver)	$C_{nom,2}$	15 mm
Armeringsjern diameter	\emptyset	10 mm
Armeringsjern senteravstand	cc	250 mm
Faktor for beregning av enaksjell reststrekkfasthet		0.33

Batch	$f_{R,3m}$	$f_{R,3k}$
1	3.75	1.83
2	2.17	1.14
3	2.60	1.60
5-S	3.51	2.53
5-D	2.91	1.39

ID	$f_{R,3k}$	K_G	K_O	$K_O * 0.33 f_{R,3}$	b	h	d	A_s	x	M_{rd}
1	1.83	1	1	0.60	1000	150	0	0	2.5	6.7
2	1.60	1	1	0.53	1000	150	0	0	2.2	5.9
3	1.14	1	1	0.38	1000	150	0	0	1.6	4.2
4	1.83	1	1	0.60	1000	150	0	0	2.5	6.7
5	1.83	1	0.5	0.30	1000	150	0	0	1.2	3.4
6	1.14	1	0.5	0.19	1000	150	0	0	0.8	2.1
7S	2.53	1	0.5	0.42	1000	150	0	0	1.7	4.7
7D	1.39	1	0.5	0.23	1000	150	0	0	0.9	2.6
8	1.60	1	0.5	0.26	1000	150	0	0	1.1	3.0
9	1.83	1	0.5	0.30	1000	150	0	0	1.2	3.4
10S	2.53	1	0.5	0.42	1000	150	0	0	1.7	4.7
10D	1.39	1	0.5	0.23	1000	150	0	0	0.9	2.6
11	1.83	1.3	1	0.79	1000	150	115	314.2	7.5	26.1
12	1.14	1.3	1	0.49	1000	150	115	314.2	6.3	23.0
13	1.83	1.28	0.5	0.39	1000	150	115	314.2	5.9	24.1
14	1.14	1.28	0.5	0.24	1000	150	115	314.2	5.3	22.6
15	1.83	1.5	1	0.91	1000	180	145	314.2	8.7	36.3
16	1.83	1.5	1	0.91	1000	150	115	314.2	7.9	27.3

Beregnet ved iterasjon i MathCad
Beregnet ved iterasjon i MathCad

Momentkapasitet: Anneks L - middel

Middelverdi betongfasthet	f_{cm}	53 mm
Karakteristisk flytespenning stål	f_{yk}	500 mm
Nominell overdekning (1.3m plater)	$C_{nom,1}$	25 mm
Nominell overdekning (1.2m vegskiver)	$C_{nom,2}$	15 mm
Armeringsjern diameter	\varnothing	10 mm
Armeringsjern senteravstand	cc	250 mm
Faktor for beregning av enaksjell reststrekkfasthet		0.33

Batch	$f_{R,3m}$	$f_{R,3k}$
1	3.75	1.83
2	2.17	1.14
3	2.6	1.6
5-5	3.51	2.53
5-D	2.91	1.39

ID	$f_{R,3m}$	K_G	K_O	$K_O * 0.33 f_{R,3}$	b [mm]	h [mm]	d [mm]	A_s [mm ²]	x [mm]	$M_{r,d}$ [KNm/m]
1	3.75	1	1	1.24	1000	150	0	0	4.3	13.6
2	2.60	1	1	0.86	1000	150	0	0	3	9.5
3	2.17	1	1	0.72	1000	150	0	0	2.5	7.9
4	3.75	1	1	1.24	1000	150	0	0	4.3	13.6
5	3.75	1	0.5	0.62	1000	150	0	0	2.2	6.9
6	2.17	1	0.5	0.36	1000	150	0	0	1.3	4.0
7S	3.51	1	0.5	0.58	1000	150	0	0	2	6.4
7D	2.91	1	0.5	0.48	1000	150	0	0	1.7	5.4
8	2.60	1	0.5	0.43	1000	150	0	0	1.5	4.8
9	3.75	1	0.5	0.62	1000	150	0	0	2.2	6.9
10S	3.51	1	0.5	0.58	1000	150	0	0	2	6.4
10D	2.91	1	0.5	0.48	1000	150	0	0	1.7	5.4
11	3.75	1.3	1	1.61	1000	150	115	314.2	9.1	34.7
12	2.17	1.3	1	0.93	1000	150	115	314.2	6.8	27.7
13	3.75	1.28	0.5	0.79	1000	150	115	314.2	6.4	28.5
14	2.17	1.28	0.5	0.46	1000	150	115	314.2	5.3	25.1
15	3.75	1.5	1	1.86	1000	180	145	314.2	11.1	50.7
16	3.75	1.5	1	1.86	1000	150	115	314.2	9.8	37.2

Beregnet ved iterasjon i MathCad
 Beregnet ved iterasjon i MathCad

Momentkapasitet: NB38 - karakteristisk

Karakteristisk verdi betongfasthet	f_{tk}	45 mm
Karakteristisk flytespenning stål	f_{yk}	500 mm
Nominell overdekning (1.3m plater)	$C_{nom,1}$	25 mm
Nominell overdekning (1.2m vegskiver)	$C_{nom,2}$	15 mm
Armeringsjern diameter	\emptyset	10 mm
Armeringsjern senteravstand	cc	250 mm
Faktor for beregning av enaksjell reststrekkfasthet		0.37

Batch	$f_{R,3m}$	$f_{R,3k}$	$0.6 f_{R,3m}$
1	3.75	1.83	2.25
2	2.17	1.14	1.30
3	2.6	1.60	1.56
5-S	3.51	2.53	2.10
5-D	2.91	1.39	1.75

ID	$f_{R,3k}$	K_G	K_o	$K_o * 0.37 f_{R,3k}$	b	h	d	A_s	x	M_{id}
1	1.83	1	1	0.68	1000	150	0	0	2.8	7.5
2	1.56	1	1	0.58	1000	150	0	0	2.4	6.4
3	1.14	1	1	0.42	1000	150	0	0	1.7	4.7
4	1.83	1	1	0.68	1000	150	0	0	2.8	7.5
5	1.83	1	0.5	0.34	1000	150	0	0	1.4	3.8
6	1.14	1	0.5	0.21	1000	150	0	0	0.9	2.4
7S	2.10	1	0.5	0.39	1000	150	0	0	1.6	4.3
7D	1.39	1	0.5	0.26	1000	150	0	0	1.1	2.9
8	1.56	1	0.5	0.29	1000	150	0	0	1.2	3.2
9	1.83	1	0.5	0.34	1000	150	0	0	1.4	3.8
10S	2.10	1	0.5	0.39	1000	150	0	0	1.6	4.3
10D	1.39	1	0.5	0.26	1000	150	0	0	1.1	2.9
11	1.83	1	1	0.68	1000	150	115	314.2	7.1	25.0
12	1.14	1	1	0.42	1000	150	115	314.2	6	22.3
13	1.83	1	0.5	0.34	1000	150	115	314.2	5.7	24.0
14	1.14	1	0.5	0.21	1000	150	115	314.2	5.2	22.6
15	1.83	1	1	0.68	1000	180	145	314.2	7.6	32.9
16	1.83	1	1	0.68	1000	150	115	314.2	7.1	25.0

Beregnet ved iterasjon i MathCad
 Beregnet ved iterasjon i MathCad

Momentkapasitet: NB38 - middel

Middelverdi betongfasthet	f_{cm}	53 mm
Karakteristisk flytespenning stål	f_{yk}	500 mm
Nominell overdekning (1.3m plater)	$C_{nom,1}$	25 mm
Nominell overdekning (1.2m vegskiver)	$C_{nom,2}$	15 mm
Armeringsjern diameter	\emptyset	10 mm
Armeringsjern senteravstand	cc	250 mm
Faktor for beregning av enaksjell reststrekkfasthet		0.37

Batch	$f_{R,3m}$	$f_{R,3k}$
1	3.75	1.83
2	2.17	1.14
3	2.6	1.6
5-S	3.51	2.53
5-D	2.91	1.39

ID	$f_{R,3m}$	K_G	K_O	$K_O \cdot K_G \cdot 0.37 f_{R,3}$	b	h	d	A_s	x	M_{rd}
1	3.75	1	1	1.39	1000	150	0	0	4.8	15.2
2	2.60	1	1	0.96	1000	150	0	0	3.3	10.6
3	2.17	1	1	0.80	1000	150	0	0	2.8	8.9
4	3.75	1	1	1.39	1000	150	0	0	4.8	15.2
5	3.75	1	0.5	0.69	1000	150	0	0	2.4	7.7
6	2.17	1	0.5	0.40	1000	150	0	0	1.4	4.5
7S	3.51	1	0.5	0.65	1000	150	0	0	2.3	7.2
7D	2.91	1	0.5	0.54	1000	150	0	0	1.9	6.0
8	2.60	1	0.5	0.48	1000	150	0	0	1.7	5.4
9	3.75	1	0.5	0.69	1000	150	0	0	2.4	7.7
10S	3.51	1	0.5	0.65	1000	150	0	0	2.3	7.2
10D	2.91	1	0.5	0.54	1000	150	0	0	1.9	6.0
11	3.75	1	1	1.39	1000	150	115	314.2	8.3	32.5
12	2.17	1	1	0.80	1000	150	115	314.2	6.4	26.4
13	3.75	1	0.5	0.69	1000	150	115	314.2	6.1	28.0
14	2.17	1	0.5	0.40	1000	150	115	314.2	5.1	24.9
15	3.75	1	1	1.39	1000	180	145	314.2	9.3	43.8
16	3.75	1	1	1.39	1000	150	115	314.2	8.3	32.5

Beregnet ved iterasjon i MathCad
 Beregnet ved iterasjon i MathCad

Vedlegg G - Oversikt stripemetode beregninger

Beregning bruddlast - stripemetode

Id	l ₁	Anneks L - Karakteristisk		Anneks L - Midlere		NB38 - Karakteristisk		NB38 - Midlere	
		M _R [kNm/m]	P [kN]	M _R [kNm/m]	P [kN]	M _R [kNm/m]	P [kN]	M _R [kNm/m]	P [kN]
1	275	6.7	97.5	13.6	198.1	7.5	109.1	15.2	221.4
2	275	5.9	85.4	9.5	138.3	6.4	93.4	10.6	154.8
3	275	4.2	61.1	7.9	115.3	4.7	68.4	8.9	129.2
4	275	6.7	97.5	13.6	198.1	7.5	109.1	15.2	221.4
5	325	3.4	41.5	6.9	84.8	3.8	46.5	7.7	94.9
6	325	2.1	26.0	4.0	49.1	2.4	29.0	4.5	55.0
7S	325	4.7	57.2	6.4	79.3	4.3	53.4	7.2	88.7
7D	325	2.6	31.6	5.4	65.8	2.9	35.4	6.0	73.8
8	325	3.0	36.3	4.8	59.0	3.2	39.8	5.4	66.1
9	325	3.4	41.5	6.9	84.8	3.8	46.5	7.7	94.9
10S	325	4.7	57.2	6.4	79.3	4.3	53.4	7.2	88.7
10D	325	2.6	31.6	5.4	65.8	2.9	35.4	6.0	73.8
11	275	26.1	379.2	34.7	505.0	25.0	362.9	32.5	472.1
12	275	23.0	334.3	27.7	402.9	22.3	323.9	26.4	383.4
13	325	24.1	296.5	28.5	350.8	24.0	295.3	28.0	344.2
14	325	22.6	277.8	25.1	308.9	22.6	278.5	24.9	306.6
15	450	36.3	322.9	50.7	450.4	32.9	292.4	43.8	388.9
16	450	27.3	242.8	37.2	330.9	25.0	221.8	32.5	288.5

Vedlegg H - Oversikt bruddlinje beregninger

Beregning bruddlast - Bruddlinjemetode

Id	b [mm]	L ₀ [mm]	L ₁ [mm]	L ₂ [mm]	Anneks I - Karakteristisk		Anneks I - Midlere		NB38 - Karakteristisk		NB38 - Midlere	
					M _r [kNm/m]	P [kN]	M _r [kNm/m]	P [kN]	M _r [kNm/m]	P [kN]	M _r [kNm/m]	P [kN]
1	1300	275	500	400	6.7	126.7	13.6	257.5	7.5	141.8	15.2	287.8
2	1300	275	500	400	5.9	111.0	9.5	179.8	6.4	121.4	10.6	201.2
3	1300	275	500	400	4.2	79.4	7.9	149.9	4.7	88.9	8.9	167.9
4	1300	275	500	400	6.7	126.7	13.6	257.5	7.5	141.8	15.2	287.8
5	1200	325	400	400	3.4	49.8	6.9	101.8	3.8	55.8	7.7	113.9
6	1200	325	400	400	2.1	31.2	4.0	58.9	2.4	34.9	4.5	66.0
7S	1200	325	400	400	4.7	68.7	6.4	95.1	4.3	64.1	7.2	106.5
7D	1200	325	400	400	2.6	38.0	5.4	79.0	2.9	42.5	6.0	88.6
8	1200	325	400	400	3.0	43.6	4.8	70.7	3.2	47.7	5.4	79.3
9	1200	325	400	400	3.4	49.8	6.9	101.8	3.8	55.8	7.7	113.9
10S	1200	325	400	400	4.7	68.7	6.4	95.1	4.3	64.1	7.2	106.5
10D	1200	325	400	400	2.6	38.0	5.4	79.0	2.9	42.5	6.0	88.6
11	1300	275	500	400	26.1	493.0	34.7	656.5	25.0	471.8	32.5	613.8
12	1300	275	500	400	23.0	434.5	27.7	523.8	22.3	421.1	26.4	498.4
13	1200	325	400	400	24.1	355.8	28.5	420.9	24.0	354.3	28.0	413.1
14	1200	325	400	400	22.6	333.3	25.1	370.7	22.6	334.2	24.9	367.9
15	2000	450	900	550	36.3	645.9	50.7	900.8	32.9	584.7	43.8	777.8
16	2000	450	900	550	27.3	485.7	37.2	661.9	25.0	443.6	32.5	577.1

Vedlegg I - Oversikt gjennomlokkings beregninger

Lab resultat	
ID	Bruddlast
1	318.2
2	206.9
3	267.2
4	280.6
5	190.5
6	163.4
7S	215.0
7D	215.0
8	190.4
9	195.0
10S	205.9
10D	205.9
11	540.7
12	542.6
13	421.6
14	406.9
15	572.6
16	527.4

Kapazität - Last [kN]			
Midlere		Karakteristisk	
Anneks L	NB38	Anneks L	NB38
562.5	630.7	274.5	307.8
390.0	437.3	240.0	262.4
325.5	365.0	171.0	191.7
562.5	630.7	274.5	307.8
562.5	630.7	274.5	307.8
325.5	365.0	171.0	191.7
526.5	590.3	379.5	354.2
436.5	489.4	208.5	233.8
390.0	437.3	240.0	262.4
562.5	630.7	274.5	307.8
526.5	590.3	379.5	354.2
436.5	489.4	208.5	233.8
905.4	996.8	760.6	827.0
809.4	888.7	746.1	783.6
991.8	1097.0	822.9	905.5
882.3	973.8	806.5	856.2
1167.2	1280.4	943.8	1042.7
905.4	996.8	760.6	827.0

Kapazität - Spenning [N/mm ²]			
Midlere		Karakteristisk	
Anneks L	NB38	Anneks L	NB38
1.24	1.39	0.60	0.68
0.86	0.96	0.53	0.58
0.72	0.80	0.38	0.42
1.24	1.39	0.60	0.68
1.24	1.39	0.60	0.68
0.72	0.80	0.38	0.42
1.16	1.30	0.83	0.78
0.96	1.08	0.46	0.51
0.86	0.96	0.53	0.58
1.24	1.39	0.60	0.68
1.16	1.30	0.83	0.78
0.96	1.08	0.46	0.51
2.97	3.27	2.50	2.72
2.66	2.92	2.45	2.57
2.88	3.18	2.39	2.63
2.56	2.83	2.34	2.48
2.71	2.97	2.19	2.42
2.97	3.27	2.50	2.72

Utrytelse [-]			
Midlere		Karakteristisk	
Anneks L	NB38	Anneks L	NB38
1.77	1.98	0.86	0.97
1.88	2.11	1.16	1.27
1.22	1.37	0.64	0.72
2.00	2.25	0.98	1.10
2.95	3.31	1.44	1.62
1.99	2.23	1.05	1.17
2.45	2.75	1.77	1.65
2.03	2.28	0.97	1.09
2.05	2.30	1.26	1.38
2.89	3.24	1.41	1.58
2.56	2.87	1.84	1.72
2.12	2.38	1.01	1.14
1.67	1.84	1.41	1.53
1.49	1.64	1.38	1.44
2.35	2.60	1.95	2.15
2.17	2.39	1.98	2.10
2.04	2.24	1.65	1.82
1.72	1.89	1.44	1.57

Anneks L - midlere

Betongfasthet	f_m	53 N/mm ²
Karakteristisk flytespenning stål	f_k	500
Nominal overdekning: P11-P12 & P15-P16	$C_{nom,1}$	25 mm
Nominal overdekning: P13-P14	$C_{nom,2}$	15 mm
Armeringsjern diameter	ϕ	10 mm
Armeringsjern senteravstand	cc	250 mm
Bredde lastflate	bp	100 mm
Faktor for beregning av enaksjell reststrekkfasthet	γ	0.33
Partiellfaktor skjær	γ	1.0
Tilslagsstørrelse	D_{lower}	22 mm
Faktor for indre søyler	H_p	8
Faktor for indre søyler	β_e	1.15
Fiberorienteringsfaktor	K_o	1.0

Batch	$f_{a,m}$	$f_{a,k}$
1	3.75	1.83
2	2.17	1.14
3	2.60	1.60
5-5	3.51	2.53
5-D	2.91	1.39

$f_{a,m} \cdot k^* \cdot s$	$0.60^* f_{a,m}$
1.83	2.25
1.14	1.30
1.60	1.56
2.53	2.11
1.39	1.75

ID	$f_{t,3}$	K_G	h	$K_G \cdot K_o \cdot 0.33^* f_{t,3}$	A_s	d_v	pl	d_{lg}	$b_{o,s}$	k_{pd}	T_{loc}	$V_{ed,l}$	T_{ed}	n_c	$T_{ed,r}$	V_{ed}
1	3.75	1	150	1.24	0	150	0	38	871			1.41E+05	1.24		1.24	562.5
2	2.60	1	150	0.86	0	150	0	38	871			9.75E+04	0.86		0.86	390.0
3	2.17	1	150	0.72	0	150	0	38	871			8.14E+04	0.72		0.72	325.5
4	3.75	1	150	1.24	0	150	0	38	871			1.41E+05	1.24		1.24	562.5
5	3.75	1	150	1.24	0	150	0	38	871			1.41E+05	1.24		1.24	562.5
6	2.17	1	150	0.72	0	150	0	38	871			8.14E+04	0.72		0.72	325.5
7	3.51	1	150	1.16	0	150	0	38	871			1.32E+05	1.16		1.16	526.5
7D	2.91	1	150	0.96	0	150	0	38	871			1.09E+05	0.96		0.96	436.5
8	2.60	1	150	0.86	0	150	0	38	871			9.75E+04	0.86		0.86	390.0
9	3.75	1	150	1.24	0	150	0	38	871			1.41E+05	1.24		1.24	562.5
10S	3.51	1	150	1.16	0	150	0	38	871			1.32E+05	1.16		1.16	526.5
10D	2.91	1	150	0.96	0	150	0	38	871			1.09E+05	0.96		0.96	436.5
11	3.75	1	150	1.24	314	115	0.00273	38	761	2.48	2.51	2.26E+05	2.97	0.84	2.97	905.4
12	2.17	1	150	0.72	314	115	0.00273	38	761	2.48	2.51	2.02E+05	2.66	0.94	2.66	809.4
13	3.75	1	150	1.24	314	125	0.002512	38	793	2.50	2.39	2.48E+05	2.88	0.83	2.88	991.8
14	2.17	1	150	0.72	314	125	0.002512	38	793	2.50	2.39	2.21E+05	2.56	0.93	2.56	882.3
15	3.75	1	180	1.24	314	145	0.002166	38	856	2.50	2.17	2.92E+05	2.71	0.80	2.71	1167.2
16	3.75	1	150	1.24	314	115	0.00273	38	761	2.48	2.51	2.26E+05	2.97	0.84	2.97	905.4

Anneks L - Karakteristisk

Betongfasthet	f_{tk}	45 N/mm ²
Karakteristisk flytespenning stål	f_{yk}	500
Nominell overdekning: P11-P12 & P15-P16	$c_{nom,1}$	25 mm
Nominell overdekning: P13-P14	$c_{nom,2}$	15 mm
Armeringsjern diameter	ϕ	10 mm
Armeringsjern senteravstand	cc	250 mm
Bredde lastflate	bp	100 mm
Faktor for beregning av enskjiell reststrekkfasthet		0.33
Partiellfaktor skjær	γ	1.0
Tilslagsstørrelse	D_{lower}	22 mm
Faktor for indre søyler	H_p	8
Faktor for indre søyler	β_e	1.15
Fiberorienteringsfaktor	K_o	1.0

Batch	$f_{ak,m}$	$f_{ak,k}$
1	3.75	1.83
2	2.17	1.14
3	2.60	1.60
5-5	3.51	2.53
5-D	2.91	1.39

$f_{ak,m} \cdot k^* s$	$0.60 \cdot f_{ak,m}$
1.83	2.25
1.14	1.30
1.60	1.56
2.53	2.11
1.39	1.75

ID	f_{ak}	K_o	h	$K_o^* K_o^{*0.33} * f_{ak}$	A_c	d_v	pl	d_{gr}	b_{ps}	k_{ps}	T_{red}	$V_{ed,1}$	T_{ed}	η_c	$T_{red,d}$	V_{ed}
1	1.83	1	150	0.60	0	150	0	38	871			6.86E+04	0.60		0.60	274.5
2	1.60	1	150	0.53	0	150	0	38	871			6.00E+04	0.53		0.53	240.0
3	1.14	1	150	0.38	0	150	0	38	871			4.28E+04	0.38		0.38	171.0
4	1.83	1	150	0.60	0	150	0	38	871			6.86E+04	0.60		0.60	274.5
5	1.83	1	150	0.60	0	150	0	38	871			6.86E+04	0.60		0.60	274.5
6	1.14	1	150	0.38	0	150	0	38	871			4.28E+04	0.38		0.38	171.0
7	2.53	1	150	0.83	0	150	0	38	871			9.49E+04	0.83		0.83	379.5
7D	1.39	1	150	0.46	0	150	0	38	871			5.21E+04	0.46		0.46	208.5
8	1.60	1	150	0.53	0	150	0	38	871			6.00E+04	0.53		0.53	240.0
9	1.83	1	150	0.60	0	150	0	38	871			6.86E+04	0.60		0.60	274.5
10	2.53	1	150	0.83	0	150	0	38	871			9.49E+04	0.83		0.83	379.5
10D	1.39	1	150	0.46	0	150	0	38	871			5.21E+04	0.46		0.46	208.5
11	1.83	1	150	0.60	0	150	0	38	761	2.48	2.37	1.90E+05	2.50	0.95	2.50	760.6
12	1.14	1	150	0.38	0	150	0	38	761	2.48	2.37	1.87E+05	2.45	0.97	2.45	746.1
13	1.83	1	150	0.60	0	150	0	38	793	2.50	2.26	2.06E+05	2.39	0.95	2.39	822.9
14	1.14	1	150	0.38	0	150	0	38	793	2.50	2.26	2.02E+05	2.34	0.97	2.34	806.5
15	1.83	1	180	0.60	0	180	0	38	856	2.50	2.05	2.36E+05	2.19	0.94	2.19	943.8
16	1.83	1	150	0.60	0	150	0	38	761	2.48	2.37	1.90E+05	2.50	0.95	2.50	760.6

NB38 - midlere

Betongfasthet	f_{cm}	53 N/mm ²
Karakteristisk flytepenning stål	f_{yk}	500
Nominell overdekning: P11-P12 & P15-P16	$c_{nom,1}$	25 mm
Nominell overdekning: P13-P14	$c_{nom,2}$	15 mm
Armeringsjern diameter	ϕ	10 mm
Armeringsjern senteravstand	cc	250 mm
Bredde lastflate	bp	100 mm
Faktor for beregning av enkeltrettstrekkfasthet		0,37
Partiellfaktor skjær	γ	1,0
Tilslagsstørrelse	D_{lower}	22 mm
Faktor for indre søyler	h_p	8
Faktor for indre søyler	β_e	1,15
Fiberorienteringsfaktor	K_o	1

Batch	f_{Rm}	f_{Rsk}
1	3,75	1,83
2	2,17	1,14
3	2,60	1,60
5-5	3,51	2,53
5-D	2,91	1,39

$f_{Rm} - k^*s$	$0,60 * f_{Rm}$
1,83	2,25
1,14	1,30
1,60	1,56
2,53	2,11
1,39	1,75

ID	f_{R3}	K_G	h	$K_G * K_o * 0,33 * f_{R3}$	A_s	d_v	pl	d_{qR}	$b_{o,5}$	k_{pb}	τ_{Rdc}	$V_{ed,I}$	τ_{ed}	η_c	$\tau_{Rd,r}$	V_{Rd}
1	3,75	1	150	1,39	0	150	0	38	871			1,58E+05	1,39		1,39	630,7
2	2,60	1	150	0,96	0	150	0	38	871			1,09E+05	0,96		0,96	437,3
3	2,17	1	150	0,80	0	150	0	38	871			9,12E+04	0,80		0,80	365,0
4	3,75	1	150	1,39	0	150	0	38	871			1,58E+05	1,39		1,39	630,7
5	3,75	1	150	1,39	0	150	0	38	871			1,58E+05	1,39		1,39	630,7
6	2,17	1	150	0,80	0	150	0	38	871			9,12E+04	0,80		0,80	365,0
7	3,51	1	150	1,30	0	150	0	38	871			1,48E+05	1,30		1,30	590,3
8	2,60	1	150	0,96	0	150	0	38	871			1,22E+05	1,08		1,08	489,4
9	3,75	1	150	1,39	0	150	0	38	871			1,09E+05	0,96		0,96	437,3
10	3,75	1	150	1,39	0	150	0	38	871			1,58E+05	1,39		1,39	630,7
10S	3,51	1	150	1,30	0	150	0	38	871			1,48E+05	1,30		1,30	590,3
10D	2,91	1	150	1,08	0	150	0	38	871			1,22E+05	1,08		1,08	489,4
11	3,75	1	150	1,39	314	115	0,00273	38	761	2,46	2,48	2,49E+05	3,27	0,76	3,27	996,8
12	2,17	1	150	0,80	314	115	0,00273	38	761	2,46	2,48	2,22E+05	2,92	0,85	2,92	888,7
13	3,75	1	150	1,39	314	125	0,002512	38	793	2,50	2,39	2,74E+05	3,18	0,75	3,18	1097,0
14	2,17	1	150	0,80	314	125	0,002512	38	793	2,50	2,39	2,43E+05	2,83	0,85	2,83	973,8
15	3,75	1	180	1,39	314	145	0,002166	38	856	2,50	2,17	3,20E+05	2,97	0,73	2,97	1280,4
16	3,75	1	150	1,39	314	115	0,00273	38	761	2,46	2,48	2,49E+05	3,27	0,76	3,27	996,8

NB38 - Karakteristisk

Betongfasthet	f_{ck}	45 N/mm ²
Karakteristisk flytepenning stål	f_{yk}	500
Nominell overdekning: P11-P12 & P15-P16	$c_{nom,1}$	25 mm
Nominell overdekning: P13-P14	$c_{nom,2}$	15 mm
Armeringsjern diameter	ϕ	10 mm
Armeringsjern senteravstand	cc	250 mm
Bredde lastflate	bp	100 mm
Faktor for beregning av enkeltstrestrekfasthet		0.37
Partiellfaktor skjær	γ	1.0
Tilslagsstørrelse	D_{lower}	22 mm
Faktor for indre søyler	h_p	8
Faktor for indre søyler	β_e	1.15
Fiberorienteringsfaktor	K_o	1

Batch	f_{Rm}	f_{Rsk}
1	3.75	1.83
2	2.17	1.14
3	2.60	1.56
5-5	3.51	2.11
5-D	2.91	1.39

$f_{Rm} - k^*s$	$0.60 * f_{Rm}$
1.83	2.25
1.14	1.30
1.60	1.56
2.53	2.11
1.39	1.75

ID	f_{R3}	K_G	h	$K_G * K_o * 0.33 * f_{R3}$	A_c	d_v	pl	d_{dgr}	$b_{0.5}$	k_{pb}	T_{rdc}	$V_{ed,l}$	T_{ed}	η_c	$T_{rd,r}$	V_{rd}
1	1.83	1	150	0.68	0	150	0	38	871			7.69E+04	0.68		0.68	307.8
2	1.56	1	150	0.58	0	150	0	38	871			6.56E+04	0.58		0.58	262.4
3	1.14	1	150	0.42	0	150	0	38	871			4.79E+04	0.42		0.42	191.7
4	1.83	1	150	0.68	0	150	0	38	871			7.69E+04	0.68		0.68	307.8
5	1.83	1	150	0.68	0	150	0	38	871			7.69E+04	0.68		0.68	307.8
6	1.14	1	150	0.42	0	150	0	38	871			4.79E+04	0.42		0.42	191.7
7S	2.11	1	150	0.78	0	150	0	38	871			8.86E+04	0.78		0.78	354.2
7D	1.39	1	150	0.51	0	150	0	38	871			5.84E+04	0.51		0.51	233.8
8	1.56	1	150	0.58	0	150	0	38	871			6.56E+04	0.58		0.58	262.4
9	1.83	1	150	0.68	0	150	0	38	871			7.69E+04	0.68		0.68	307.8
10S	2.11	1	150	0.78	0	150	0	38	871			8.86E+04	0.78		0.78	354.2
10D	1.39	1	150	0.51	0	150	0	38	871			5.84E+04	0.51		0.51	233.8
11	1.83	1	150	0.68	314	115	0.00273	38	761	2.46	2.35	2.07E+05	2.72	0.87	2.72	827.0
12	1.14	1	150	0.42	314	115	0.00273	38	761	2.46	2.35	1.96E+05	2.57	0.91	2.57	783.6
13	1.83	1	150	0.68	314	125	0.002512	38	793	2.50	2.26	2.26E+05	2.63	0.86	2.63	905.5
14	1.14	1	150	0.42	314	125	0.002512	38	793	2.50	2.26	2.14E+05	2.48	0.91	2.48	856.2
15	1.83	1	180	0.68	314	145	0.002166	38	856	2.50	2.05	2.61E+05	2.42	0.85	2.42	1042.7
16	1.83	1	150	0.68	314	115	0.00273	38	761	2.46	2.35	2.07E+05	2.72	0.87	2.72	827.0

Vedlegg J - Skaleringsfaktor vegg/plate

Bestemmelse av skalingsfaktor for omregning fra vegg til plate

Beskrivelse av parametere:

B - Elementbredde

L_{θ} - Avstanden normalt fra senter opplager til nærmeste lastpunkt

L_1 - Den horisontale og vertikale indre avstanden mellom to lastpunkter

L_2 - Avstanden normalt fra platekant til nærmeste lastpunkt

m_u - momentkapasitet

Regner først lasten for en plate og en vegg uavhengig av momentkapasiteten ($m_u = 1.0$).

Parametere plate:

$$B_p := 1300$$

$$L_{\theta,p} := 275$$

$$L_{1,p} := 500$$

$$L_{2,p} := 400$$

$$m_{u,p} := 1$$

$$P_p := 4 \cdot \frac{m_{u,p}}{L_{\theta,p}} \cdot (L_{1,p} + 2 \cdot L_{2,p}) = 18.909$$

Parametere vegg:

$$B_v := 1200$$

$$L_{\theta,v} := 325$$

$$L_{1,v} := 400$$

$$L_{2,v} := 400$$

$$m_{u,v} := 1$$

$$P_v := 4 \cdot \frac{m_{u,v}}{L_{\theta,v}} \cdot (L_{1,v} + 2 \cdot L_{2,v}) = 14.769$$

Skaleringsfaktoren for omregningen fra vegg til plate finnes ved å beregne hvor mange ganger større bruddlasten er for platen enn veggen, grunnet gunstigere randbetingelser. Denne faktoren kan deretter brukes for å skalere opp kapasiteten og bruddlasten tilveggene for å lettere kunne sammenligne plater og vegger.

$$\text{Skaleringsfaktor: } \alpha := \frac{P_p}{P_v} = 1.28$$

