

Marcus Nilsen

Styrkeberegning av hengebrutårn av armert betong:

Verifikasjon av Hardangerbrua i
bruddgrensetilstand

Juni 2020



Kunnskap for en bedre verden

Styrkeberegning av hengebrutårn av armert betong:

Verifikasjon av Hardangerbrua i bruddgrensetilstand

Marcus Nilsen

Bygg- og miljøteknikk (5-årig)

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Terje Kanstad

Medveileder: Gianclaudio Pinto

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2020

FAGOMRÅDE: Prosjektering av betongkonstruksjoner	DATO: 10. juni 2019	ANTALL SIDER: 85 + 66 (vedlegg)
--	------------------------	------------------------------------

TITTEL:

Styrkeberegning av hengebrutårn av armert betong: Verifikasjon av Hardangerbrua i bruddgrensetilstand

Structural strength analysis of suspension bridge towers of reinforced concrete:
Verification of the Hardanger Bridge in ultimate limit state

UTFØRT AV:

Marcus Nilsen



SAMMENDRAG:

Brutårn på hengebru er avanserte konstruksjoner og beregningsprosessen er omfattende. I forbindelse med prosjektet Ferjefri E39 er det i denne masteroppgaven gjort en undersøkelse av styrken til brutårnene på Hardangerbrua i bruddgrensetilstand. Det er modellert to globale modeller av brua i modelleringsprogrammet Abaqus. Den ene modellen er av byggetilstanden av brua etter at brutårnene er bygd, men før andre konstruksjonsdeler er montert. Den andre er av ferdigtilstanden av brua. Lastene som er beregnet er egenlast, vindlast og trafikklast, og det er beregnet lastkombinasjoner for lastene.

Styrkeberegningen av brutårnene inkluderer stivhetsberegning i lengderetning og tverretning av brua, kontrollberegning og beregning av utnyttelsesgrad av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning, samt beregning av skjær- og torsjonskapasitet. Kraftene som opptrer i konstruksjonen, er beregnet ved statisk analyse med andre ordens effekter i Abaqus. Det er gjort en konvergenstest for å finne elementstørrelsene i konstruksjonsdelene, slik at resultatene fra analysen konvergerer. Konvergenstesten viser at en endring i elementstørrelse gir en endring i resultatene på under 0.1% i de fleste tilfeller, hvilket viser at resultatene konvergerer.

Stivheten til brutårnene beregnes ved bruk av en metode utarbeidet i Microsoft Excel, kalt lamellmetoden. Metoden beregner moment-krumningsdiagrammer for aksialkraftnivåene i støpeetappene i brutårnene, og fiktive elastisitetsmoduler beregnes med moment-krumningsrelasjonen. Det gjøres iterasjoner helt til resultatene fra analysen konvergerer. De mest ugunstige lastkombinasjonene for brutårnene i lengderetning og tverretning benyttes i stivhetsberegningene. Lamellmetodens nøyaktighet er verifisert med andre beregningsmetoder for tverrsnitt påkjent av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning i bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand. Verifikasjonen viser at lamellmetoden gir nøyaktige resultater, og dermed kan brukes i stivhetsberegningene.

I beregningene av utnyttelsesgraden er det vist at brutårnene har tilstrekkelig kapasitet for samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning i de aller fleste støpeetappene. Enkelte støpeetapper i området ved riglene er utnyttelsesgraden likevel mellom 100% og 120%, hvilket betyr at det er flyt i armeringen, og at brutårnene dermed kan gå til brudd i disse områdene. Kontrollen av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning som gjøres for andre lastkombinasjoner enn de som er brukt i stivhetsberegningene, viser at momentene i de fleste støpeetappene ligger godt under momentene ved flyt i armeringen, og at det dermed ikke er fare for brudd med disse lastkombinasjonene.

Skjærkraft- og torsjonskapasiteten er beregnet med håndregning etter Eurokode 2. En sammenligning med skjærkrefter og torsjonsmomenter fra analysen viser at kapasiteten er tilstrekkelig.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDERE: Professor Terje Kanstad, vit. ass. Gianclaudio Pinto

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Sammendrag

Brutårn på hengebruere er avanserte konstruksjoner og beregningsprosessen er omfattende. I forbindelse med prosjektet Ferjefri E39 er det i denne masteroppgaven gjort en undersøkelse av styrken til brutårnene på Hardangerbrua i bruddgrensetilstand. Det er modellert to globale modeller av brua i modelleringsprogrammet Abaqus. Den ene modellen er av byggetilstanden av brua etter at brutårnene er bygd, men før andre konstruksjonsdeler er montert. Den andre er av ferdigtilstanden av brua. Lastene som er beregnet er egenlast, vindlast og trafikklast, og det er beregnet lastkombinasjoner for lastene.

Styrkeberegningen av brutårnene inkluderer stivhetsberegning i lengderetning og tverretning av brua, kontrollberegning og beregning av utnyttelsesgrad av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning, samt beregning av skjær- og torsjonskapasitet. Kreftene som opptrer i konstruksjonen, er beregnet ved statisk analyse med andre ordens effekter i Abaqus. Det er gjort en konvergenstest for å finne elementstørrelsene i konstruksjonsdelene, slik at resultatene fra analysen konvergerer. Konvergenstesten viser at en endring i elementstørrelse gir en endring i resultatene på under 0.1% i de fleste tilfeller, hvilket viser at resultatene konvergerer.

Stivheten til brutårnene beregnes ved bruk av en metode utarbeidet i Microsoft Excel, kalt lamellmetoden. Metoden beregner moment-krumningsdiagrammer for aksialkraftnivåene i støpeetappene i brutårnene, og fiktive elastisitetsmoduler beregnes med moment-krumningsrelasjonen. Det gjøres iterasjoner helt til resultatene fra analysen konvergerer. De mest ugunstige lastkombinasjonene for brutårnene i lengderetning og tverretning benyttes i stivhetsberegningene. Lamellmetodens nøyaktighet er verifisert med andre beregningsmetoder for tverrsnitt påkjent av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning i bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand. Verifikasjonen viser at lamellmetoden gir nøyaktige resultater, og dermed kan brukes i stivhetsberegningene.

I beregningene av utnyttelsesgraden er det vist at brutårnene har tilstrekkelig kapasitet for samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning i de aller fleste støpeetappene. I enkelte støpeetapper i området ved riglene er utnyttelsesgraden likevel mellom 100% og 120%, hvilket betyr at det er flyt i armeringen, og at brutårnene dermed kan gå til brudd i disse områdene. Kontrollen av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning som gjøres for andre lastkombinasjoner enn de som er brukt i stivhetsberegningene, viser at momentene i de fleste støpeetappene ligger godt under momentene ved flyt i armeringen, og at det dermed ikke er fare for brudd med disse lastkombinasjonene.

Skjærkraft- og torsjonskapasiteten er beregnet med håndregning etter Eurokode 2. En sammenligning med skjærkrefter og torsjonsmomenter fra analysen viser at kapasiteten er tilstrekkelig.

Abstract

Bridge towers on suspension bridges are advanced constructions and the calculation process is extensive. In connection with the Ferry-free E39 project, in this master's thesis a study was made of the strength of the bridge towers on the Hardanger Bridge in ultimate limit state. Two global models of the bridge have been modeled in the modelling software Abaqus. One model is of the construction state of the bridge after the bridge towers are built, but before other structural parts are mounted. The other is of the finished state of the bridge. The loads that are calculated are self-weight, wind load and traffic load, and load combinations for these loads have been calculated.

The structural strength analysis of the bridge towers includes stiffness analysis in the longitudinal and transverse direction of the bridge, verification and calculation of the utilization rate of simultaneous bending moment and axial force, and calculation of shear and torsional resistance. The forces acting in the structure are calculated by static analysis with second order effects in Abaqus. A convergence test is performed to find element sizes in the structural parts, that produce convergent results from the analysis. The convergence test shows that a change of element size leads to a change of less than 0.1% in the results in most cases, which shows that the results converge.

The stiffness of the bridge towers is calculated using a method developed in Microsoft Excel, called the slat method. The method calculates moment-curvature diagrams for the axial force levels in the casting stages of the bridge towers, and fictitious elasticity modules are calculated with the moment-curvature relationship. Iterations are made until the results from the analysis converge. The most unfavorable load combinations for the bridge towers in longitudinal and transverse direction are used in the stiffness analysis. The accuracy of the slat method is verified with other calculation methods for cross sections subjected to simultaneous bending moment and axial force, in the serviceability limit state and the ultimate limit state. The verification shows that the slat method gives accurate results and can therefore be used in the stiffness analysis.

In the calculations of the utilization rate it is shown that the bridge towers have sufficient capacity for simultaneous bending moment and axial force in most of the casting stages. However, in some casting stages in the area by the cross beams, the utilization rate is between 100% and 120%, which means that the reinforcement is yielding, and that the bridge towers can thus fail in these areas. The control of simultaneous bending moment and axial force made for load combinations other than those used in the stiffness calculations, shows that the bending moments in most casting stages are well below the bending moments at where the reinforcement yields, and thus there is no risk of fracture with these load combinations.

The shear and torsional resistance is calculated by hand calculation according to Eurocode 2. A comparison with shear forces and torsional moments from the analysis shows that the capacity is sufficient.

Forord

Denne masteroppgaven er en slutføring av den femårige sivilingeniørutdanningen i bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Undertegnede har tatt faglig spesialisering innen konstruksjonsteknikk med prosjektering av betongkonstruksjoner som hovedprofil. Interessen for den valgte hovedprofilen kommer fortrinnsvis av spennende forelesninger i emnene betongkonstruksjoner 1, 2 og 3. Masteroppgaven er valgt med det formål å utvide kompetansen innenfor hovedprofilen, og å ettergå beregninger gjort i forbindelse med dimensjoneringen av brutårnene på Hardangerbrua.

Jeg vil takke veiledere Terje Kanstad og Gianclaudio Pinto for rådgivning underveis i semesteret og innholdsrike møter. Jeg vil også rette en takk til Alexander Gunnar Kyte for foredrag om brutårnene på Hardangerbrua, og spesielt veiledning i forbindelse med stivhetsberegningen av brutårnene. For tilgang på arbeidstegninger rettes en takk til Bruseksjonen i Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.

Trondheim, 10. juni 2020



Marcus Nilsen

Innhold

Figurer	x
Tabeller	xii
Forkortelser/Symboler	xv
1 Introduksjon	1
1.1 Prosjektet	1
1.2 Kort om brutårn	2
2 Modellering av global modell	4
2.1 Abaqus	4
2.2 Geometri	4
2.3 Material- og tverrsnittsdata	9
2.3.1 Brutårn	9
2.3.2 Bærekabler, hengestenger og avstivningsbærer	15
2.3.3 Dummy-elementer	16
2.4 Mesh	18
2.4.1 Elementtype	18
2.4.2 Elementstørrelse	19
2.5 Opplagerbetingelser og forbindelser	19
3 Laster	22
3.1 Tilbaketrekning	22
3.2 Egenlast	23
3.3 Vindlast	23
3.3.1 Basisvindhastighet	23
3.3.2 Middelvindhastighet og vindkasthastighetstrykk	24
3.3.3 Brutårn	25
3.3.4 Hengestenger	27
3.3.5 Bærekabler	28
3.3.6 Avstivningsbærer	28
3.4 Trafikklast	29
3.4.1 Beregninger etter Håndbok N400	30
3.4.2 Beregninger etter Eurokode 1	31
4 Lastkombinasjoner	34
5 Lamellmetoden	38
5.1 Lamellmetodens virkemåte	38
5.2 Verifikasjon av lamellmetoden i bruksgrensetilstand	41
5.2.1 Metode A	41
5.2.2 Konvertering fra bilineær til parabel-rektangel s.t.	44
5.2.3 Resultater	45
5.3 Verifikasjon av lamellmetoden i bruddgrensetilstand	46
5.3.1 M-N-diagram	46
5.3.2 Resultater	49
6 Stykeberegning av brutårn	53

6.1	Konvergenstest av modeller	53
6.2	Stivhetsberegning	55
6.3	Kontroll av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning	67
6.4	Utnyttelsesgrad av brutårn	69
6.5	Skjærkraft- og torsjonskapasitet	73
7	Diskusjon	78
7.1	Lastberegninger	78
7.2	Lamellmetode og styrkeberegning	78
7.3	Modellering i forbindelse med utnyttelsesgrad	79
7.4	Videre arbeid	81
8	Konklusjon	82
	Referanser	83
	Vedlegg	85
	Vedlegg A Armeringsliste for vertikalarmering	
	Vedlegg B Utfyllende beregning av vindlast	
	Vedlegg C Utfyllende beregning av trafikklast	
	Vedlegg D Utledning av metode A	
	Vedlegg E Matlab-kode til M-N-diagram	
	Vedlegg F Skjærkraft- og torsjonskapasitet	

Figurer

1.1	Hardangerbrua	1
1.2	Mekanisk prinsipp for hengebru	2
1.3	Bærkablenes plassering på brutårnet	2
1.4	Avstivningsbæreren passerer mellom tårnbeina	3
2.1	3D-modell av Hardangerbrua	5
2.2	Brutårn	6
2.3	Bærekabler	7
2.4	Avstivningsbærer og dummy-avstivningsbærere	7
2.5	Hengestenger	8
2.6	Dummy-forbindelser	8
2.7	Tverrsnittsskisse av brutårnbein	9
2.8	Tverrsnittsskisse av midtrigel	10
2.9	Prinsippskisse av avstivningsbærer	16
2.10	Bjelkeelement	18
2.11	Bærekablenes forankring	19
2.12	Hengestengenes forbindelse til bærekabel og avstivningsbærer	20
2.13	Horisontallager og pendellagre i avstivningsbærer	21
2.14	Pendellager i avstivningsbærer	21
2.15	Hydraulisk demper i avstivningsbærer	21
3.1	Illustrasjon av tilbaketrekning av brutårn	22
3.2	Skisse av langsgående og tversgående vind	25
3.3	Vindlast på avstivningsbærer	29
3.4	Lasttilfeller for lasttype V1	30
3.5	Lasttilfeller for lasttype LM1	32
4.1	Dimensjonerende verdier for laster	34
4.2	Verdier av ψ -faktorer for vegbruer	35
5.1	Input-side i lamellmetodeprogrammet	38
5.2	Tverrsnitt i lamellmetodeprogrammet	39
5.3	Visuell framstilling av lamellmetoden	40
5.4	Tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft	41
5.5	Eksempeltverrsnitt	42
5.6	Bilineær spenning-tøyningssammenheng	43
5.7	Parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng	44
5.8	Spenning-tøyningssammenheng for eksempelet	44
5.9	Aktuell tøyningfordeling i bruddgrensetilstand	46
5.10	Tøyningstilstander i bruddgrensetilstand	47
5.11	Forhold mellom tøyninger og høyder	48
5.12	Eksempeltverrsnitt for konstruksjon av M-N-diagram	49
5.13	M-N-diagram	50
6.1	E-modul i stivhetsberegning i lengderetning	56
6.2	Krumning i stivhetsberegning i lengderetning	56
6.3	Aksialkraft i stivhetsberegning i lengderetning	57
6.4	moment i stivhetsberegning i lengderetning	57
6.5	E-modul i stivhetsberegning i tverretning	61
6.6	Krumning i stivhetsberegning i tverretning	62
6.7	Aksialkraft i stivhetsberegning i tverretning	62
6.8	Moment i stivhetsberegning i tverretning	62

6.9	Kontroll av ferdigtilstand med langsgående vind	67
6.10	Kontroll av tårnbein i le i ferdigtilstand med tversgående vind	68
6.11	Kontroll av tårnbein i lo i byggetilstand med tversgående vind	68
6.12	Kontroll av tårnbein i le i byggetilstand med tversgående vind	69
6.13	Skisse av metode for beregning av utnyttelsesgrad	70
6.14	Prinsipp for synkende stivhet	71
6.15	Faktisk tilfelle for synkende stivhet	71
6.16	Sikkerhetsmargin i lengderetning	72
6.17	Utnyttelsesgrad i lengderetning	72
6.18	Sikkerhetsmargin i tverretning	73
6.19	Utnyttelsesgrad i tverretning	73
6.20	Langsgående skjærkraft	74
6.21	Tversgående skjærkraft	74
6.22	Nødvendig tverrsnittsareal for torsjon	75
6.23	Torsjonsmoment	75
6.24	Kombinert torsjon og skjærkraft	76
6.25	Tilleggsspenning i lengdearmring	77
7.1	Utnyttelsesgrad i tverretning	80
7.2	Utnyttelsesgrad i lengderetning	80
B.1	Plot av 10 minutters middelvind	
B.2	Kraftfaktor for brutårn	
B.3	Reduksjonsfaktor for brutårn	
B.4	Effektiv slankhet for brutårn	
B.5	Endeeffektfaktor for brutårn	
B.6	Kraftfaktor for hengestenger og bærekabler	
D.1	Tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft	

Tabeller

2.1	Geometriske størrelser	5
2.2	Tverrsnittsdata for rigler	9
2.3	Tverrsnittsdata for rigler	10
2.4	Tverrsnittsdata for brutårnbein	11
2.5	Tverrsnittsdata for brutårnbein	12
2.6	Armering i brutårnbein	13
2.7	Armering i brutårnbein	14
2.8	Materialdata for brutårn	15
2.9	Material- og tverrsnittsdata for bærekabler	15
2.10	Material- og tverrsnittsdata for hengestenger	15
2.11	Material- og tverrsnittsdata for avstivningsbærer	16
2.12	Material- og tverrsnittsdata for dummy-avstivningsbærere	17
2.13	Material- og tverrsnittsdata for dummy-forbindelse	17
2.14	Material- og tverrsnittsdata for dummy-forbindelse	17
3.1	Basisvindhastighet	24
3.2	Vind i ferdigtilstand	24
3.3	Vind i byggetilstand	25
3.4	Vindlast på brutårn i ferdigtilstand	26
3.5	Vindlast på brutårn i byggetilstand	26
3.6	Vindlast på øverste 15 meter av brutårn	26
3.7	Vindlast på rigler	27
3.8	Vindlast på hengestenger	27
3.9	Overføring av vindlast til bærekabler og avstivningsbærer	27
3.10	Vindlast på bærekabler	28
3.11	Formfaktorer for vindlast på avstivningsbærer	29
3.12	Vindlast på avstivningsbærer	29
3.13	Trafikkklaster	31
3.14	Karakteristiske verdier av laster i lastmodell 1	31
3.15	Justeringsfaktorer	31
3.16	Trafikkklaster	32
4.1	Lastfaktorer for byggetilstand med langs- eller tversgående vind	35
4.2	Lastfaktorer for ferdigtilstand med langsgående vind	35
4.3	Lastfaktorer for ferdigtilstand med tversgående vind	36
4.4	Dimensjonerende laster i byggetilstand med langsgående vind	36
4.5	Dimensjonerende laster i byggetilstand med tversgående vind	36
4.6	Dimensjonerende laster i ferdigtilstand med langsgående vind	37
4.7	Dimensjonerende laster i ferdigtilstand med tversgående vind	37
5.1	Resultater fra lamellmetoden og metode A	45
5.2	Verdier fra Matlab-script og lamellmetoden	51
6.1	Konvergenstest av aksialkraft i byggetilstand	53
6.2	Konvergenstest av moment i byggetilstand	53
6.3	Konvergenstest av deformasjon i byggetilstand	54
6.4	Konvergenstest mhp. bærekabel i ferdigtilstand	54
6.5	Konvergenstest mhp. avstivningsbærere i ferdigtilstand	54
6.6	Stivhetsberegning av brutårn i lengderetning iterasjon 0 og 1	58
6.7	Stivhetsberegning av brutårn i lengderetning iterasjon 2 og 3	59
6.8	Sammenligning av iterasjoner i stivhetsberegning i lengderetning	60

6.9	Stivhetsberegning av brutårn i tverretning i le for vinden	63
6.10	Stivhetsberegning av brutårn i tverretning iterasjon 0 og 1	64
6.11	Stivhetsberegning av brutårn i tverretning iterasjon 2 og 3	65
6.12	Sammenligning av iterasjoner i stivhetsberegning i tverretning	66
A.1	Vertikalarmering i brutårnbein	
A.2	Vertikalarmering i brutårnbein	
B.1	Retningsfaktor	
B.2	Årstidsfaktor	
B.3	Sannsynlighetsfaktor	
B.4	Basisvindhastighet	
B.5	Faktorer for å bestemme ruhetsfaktor	
B.6	Langsgående vind i ferdigtilstand	
B.7	Tversgående vind i ferdigtilstand	
B.8	Vind i byggetilstand	
B.9	Kraftfaktor $c_{f,0}$ for langsgående vind	
B.10	Kraftfaktor $c_{f,0}$ for tversgående vind	
B.11	Reduksjonsfaktor for langsgående vind	
B.12	Reduksjonsfaktor for tversgående vind	
B.13	Endeeffektfaktor for langsgående vind	
B.14	Endeeffektfaktor for tversgående vind	
B.15	Vindlast på brutårn i ferdigtilstand	
B.16	Vindlast på brutårn i byggetilstand	
B.17	Vindlast på øverste 15 meter av brutårn	
B.18	Vindlast på rigler	
B.19	Geometri av hengestenger	
B.20	Geometri av hengestangfester	
B.21	Vindlast på hengestenger	
B.22	Overføring av vindlast til bærekabler og avstivningsbærer	
B.23	Vindlast på bærekabler	
B.24	Formfaktorer for vindlast på avstivningsbærer	
B.25	Vindlast på avstivningsbærer	
C.1	Karakteristiske verdier av laster i lastmodell 1	
F.1	Langsgående vind i byggetilstand	
F.2	Langsgående vind i byggetilstand	
F.3	Langsgående vind i byggetilstand	
F.4	Langsgående vind i byggetilstand	
F.5	Langsgående vind i byggetilstand	
F.6	Langsgående vind i byggetilstand	
F.7	Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i lo	
F.8	Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i lo	
F.9	Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i lo	
F.10	Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i lo	
F.11	Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i le	
F.12	Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i le	
F.13	Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i le	
F.14	Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i le	
F.15	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1	
F.16	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1	
F.17	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1	

F.18	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1	
F.19	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1	
F.20	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1	
F.21	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2	
F.22	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2	
F.23	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2	
F.24	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2	
F.25	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2	
F.26	Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2	
F.27	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo	
F.28	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo	
F.29	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo	
F.30	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo	
F.31	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo	
F.32	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo	
F.33	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le	
F.34	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le	
F.35	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le	
F.36	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le	
F.37	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le	
F.38	Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le	

Forkortelser/Symboler

Forkortelser

3D	Tredimensjonal
BS	Begge sider
Bygge.	Byggetilstand
Ferdig.	Ferdigtilstand
IK	Innerkant
Midt.	Midtrigel
N.A.	Nøytralakse
Plan.	Planumsrigel
S.etappe	Støpeetappe
T.A.	Tyngdepunktsakse
Topp.	Topprigel
YK	Ytterkant
a/r	Avstivningsbærer/Rigel
h/a	Hengestenger/Avstivningsbærer
mhp.	Med hensyn på
s.t.	Spenning-tøyingssammenheng

Symboler med store latinske bokstaver

A	Areal
A	Sum av projeksjonsareal
A_c	Samlet omsluttet areal
A_c	Areal av betong
A_j	Areal av lamell
A_k	Samlet omsluttet areal
A_s	Areal av strekkarmering
A_{sw}	Areal av skjærarmering
A'_s	Areal av trykkarmering
$A_{s/l}$	Lengdearmering
B	Bredde
B	Bremselast
C_D	Formfaktor
C_L	Formfaktor
C_M	Formfaktor
E	Elastisitetsmodul
E_c	Elastisitetsmodul for betong
E_{cm}	Elastisitetsmodul for betong
$E_{c,middel}$	Midlere elastisitetsmodul
E_s	Elastisitetsmodul for armeringsstål
G	Skjærmodul
G_1	Gangbanelasttype 1
G_2	Gangbanelasttype 2
G_3	Gangbanelasttype 3
H	Høyde

I_{11}	Andre arealmoment om akse 1
I_{12}	Andre arealmoment om akse 1 og 2
I_{22}	Andre arealmoment om akse 2
I_v	Turbulensintensitet
J	Torsjonskonstant
L	Lengde
$LM1$	Trafikklastmodell 1
M	Moment
M_i	Moment i lamell i
N	Aksialkraft
N_i	Aksialkraft i lamell i
Q_{ik}	Aksellast
Q_{lk}	Bremselast
Q_{trk}	Sidelast
Re	Reynolds-tall
S	Resultantkraft i armering
S	Sidelast
T	Returperiode
T_0	Starttemperatur
T_1	Sluttemperatur
T_{Ed}	Dimensjonerende torsjonsmoment
$T_{Rd,max}$	Dimensjonerende torsjonskapasitet
T_c	Resultantkraft i betong
$V1$	Trafikklasttype 1
$V2$	Trafikklasttype 2
$V3$	Trafikklasttype 3
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
$V_{Rd,s}$	Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet
$V_{Rd,max}$	Dimensjonerende skjærtrykkkapasitet
W	Warpingkonstant
\emptyset	Diameter

Symboler med små latinske bokstaver

b	Bredde
b_w	Minste bredde mellom strekk og trykkgurt
c	Avstand fra strekkarmering til tyngdepunktsakse
c_0	Terrangformfaktor
c_{alt}	Nivåfaktor
c_{dir}	Retningsfaktor
$c_{f,0}$	Kraftfaktor
c_f	Kraftfaktor
c_{prob}	Sannsynlighetsfaktor
c_r	Ruhetsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
d	Dybde
d	Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden

d_2	Avstand fra trykkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden
d'	Avstand fra trykkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden
e	Eksentrisitet
f_D	Vindlast
f_L	Vindlast
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
f_{cm}	Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet
f_{yd}	Armeringens dimensjonerende flytegrense
f_{ywd}	Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense
g	Tyngdens akselerasjon
h_i	Høyden til angrepspunkt til lamell
k	Overflateruhet
k_I	Turbulensfaktor
k_p	Toppfaktor
k_r	Terrengruhetsfaktor
l	Lengde
m	Vindlast
p	Sannsynlighet
q_{ik}	Fordelt trafikklaster
q_p	Vindkasthastighetstrykk
r	Radius
s	Senteravstand mellom skjærarmeringsbøyler
t	Tykkelse
$t_{ef,i}$	Effektiv veggtykkelse
u_k	Omkretsen av areal A_k
v	Toppvindhastighet
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
v_b	Basisvindhastighet
v_m	Middelvindhastighet
v_p	Vindkasthastighet
w	Veibredde
w_l	Lastfeltsbredde
x	Trykksonehøyde
y_i	Koordinat til lamell
z	Kotehøyde
z	Innvendig momentarm
z_0	Ruhetslengde

Symboler med greske bokstaver

ΔE_1	Endringen i prosent fra E-modul i initielle iterasjon til første iterasjon
ΔE_2	Endringen i prosent fra E-modul i første iterasjon til andre iterasjon
ΔE_3	Endringen i prosent fra E-modul i andre iterasjon til tredje iterasjon
ΔF_{td}	Tilleggs kraft
ΔM_3	Endringen i prosent fra moment i andre iterasjon til tredje iterasjon
ΔN_3	Endringen i prosent fra aksialkraft i andre iterasjon til tredje iterasjon
ΣA_{sl}	Nødvendig tverrsnittsareal for torsjon

a	Forholdstall
a	Temperaturkoeffisient
a	Vinkel
a_{Qi}	Justeringsfaktor
a_{cw}	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten
a_{qi}	Justeringsfaktor
a_{fk}	Justeringsfaktor
ad	Trykksonehøyde
$Y_{G,sup}$	Lastfaktor for permanent påvirkning
$Y_{Q,i}$	Lastfaktor for variabel påvirkning
ϵ_1	Tøyningsgrense for betongstrekk
ϵ_c	Betongtøyning
ϵ_{c2}	Tøyning ved spenning f_{cd}
ϵ_{cL}	Tøyning i bunnen av tverrsnitt
ϵ_{cU}	Tøyning i toppen av tverrsnitt
ϵ_{ci}	Betongtøyning i lamell i
ϵ_{cu}	Tøyningsgrense for betongtrykk
ϵ_i	Tøyning i lamell i
ϵ_s	Tøyning i strekkarmering
ϵ'_s	Tøyning i trykkarmering
ϵ_{si}	Armeringstøyning i lamell i
ϵ_{ud}	Dimensjonerende tøyning i armering ved største last i
η	Forhold mellom elastisitetsmodulene til stål og betong
θ	Vinkel
κ	Krumning av tverrsnitt
λ	Slankhet
ν	Kinematisk viskositet
ν	Fasthetsreduksjonsfaktor
ν_1	Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset på grunn av skjærkraft
ξ	Reduksjonsfaktor
ρ	Armeringsforhold for strekkarmering
ρ	Massetetthet
ρ'	Armeringsforhold for trykkarmering
σ_c	Betongspenning
σ_{ci}	Betongspenning i lamell i
σ_{cp}	Midlere trykkspenning
σ_{si}	Armeringsspenning i lamell i
σ_i	Spenning i lamell i
φ	Massivitetsforhold
$\omega_{0,i}$	Faktor for kombinasjonsverdi for variabel påvirkning
ω_r	Reduksjonsfaktor
ω_λ	Endeeffektfaktor

1 Introduksjon

1.1 Prosjektet

Ferjefri E39 er et viktig samfunnsprosjekt for Norge, ettersom det vil styrke Norges største og viktigste næringer. Det er et prosjekt med høy kompleksitet og forutsetter kunnskap om ny teknologi som aldri har vært brukt tidligere.^[1] Strekningen går fra Kristiansand i sør til Trondheim i nord, og er om lag 1100 km. lang. Dette innebærer flere fjordkryssinger med både under- og oversjøiske bruer.^[2] For tiden planlegges hengebruer med svært store spenn, blant annet over Halsafjorden og Sulafjorden.^[3]

Selvom kunnskap om ny teknologi er viktig, er det også nødvendig med bred kunnskap om hvilke løsninger som har vært brukt tidligere, og i hvilken grad disse har fungert. I den forbindelse er det i denne masteroppgaven gjort en undersøkelse av styrken til brutårnene på Hardangerbrua i bruddgrensetilstand.

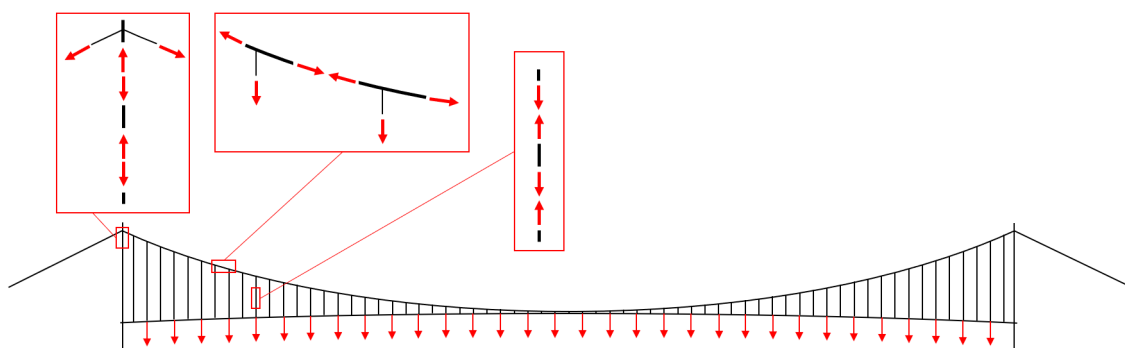
Hardangerbrua ble prosjektert og bygget i tidsrommet 2006 til 2013, og forbinder stedene Bu og Vallavik. Hovedspennet er på 1310 meter, hvilket gjør brua til Norges lengste hengebru. Brutårnene er 200 meter høye. Tårnbeina er utført som kassetverrsnitt i armert betong, og ble bygget ved bruk av klatreforskaling med fire meters støpeetapper. Brutårnene har hver seg tre rigler som er utført i armert betong med spennarmering.^[4] Både brutårn og rigler er utført med betongkvalitet B45.



Figur 1.1: Hardangerbrua^[5]

1.2 Kort om brutårn

En hengebru består av følgende hovedelementer: Brutårn, hovedkabler, hengestenger, avstivningsbærer, sadler og forankringer.^[6] Det mekaniske prinsippet for en hengebru er at alle krefter som virker i konstruksjonen skal overføres til brutårnene. Hengestengene får strekkrefter fra lastene som virker på avstivningsbæreren. Kraftene fra hengestengene overføres til bærekablene som strekkrefter, og bærekablene overfører strekkraftene til brutårnene via tårnsadler. Brutårnene får dermed store trykkrefter. Prinsippet er vist i figur 1.2. Til forskjell fra et frittstående tårn der momentet induisert av horisontale krefter fra vind er dominerende for designet, er de mest avgjørende kreftene for et brutårn de vertikale kreftene som overføres fra bærekablene. Dette gjør at brutårn kan bygges som relativt slanke konstruksjoner.^[7]



Figur 1.2: Mekanisk prinsipp for hengebru

Brutårnene er vanligvis utført med tårnbeina hellende skrått innover. Bærekablene plasseres enten på tårntoppene eller blir trukket gjennom tårnbeina i nærheten av toppen, slik som på Hardangerbrua, vist på figur 1.3. Hengestengene blir ført vertikalt fra hovedkablene ned til avstivningsbæreren, og på grunn av skjevstillingen til tårnbeina kan avstivningsbæreren passere mellom tårnbeina, vist på figur 1.4.^[6]



Figur 1.3: Bærekablens plassering på brutårnet^[8]



Figur 1.4: Avstivningsbæreren passerer mellom tårnbeina^[9]

Tårnbeina er forbundet med rigler. Hensikten med riglene er å ta opp moment som ellers ville virket i brutårnene. Riglene er spesielt viktig i forbindelse med vind som inntreffer på tvers av lengderetningen.^[7] De er ofte forspent for å hindre rissdannelse.^[6]

2 Modellering av global modell

2.1 Abaqus

Abaqus er et 3D modelleringsprogram som lar brukeren bygge opp modellen trinnvis og oversiktlig. I dette delkapittelet vil det i korte trekk beskrives hvordan programmet brukes til å modellere de globale modellene av Hardangerbrua.

Først må brukeren definere *parts*, som i dette tilfellet er de ulike konstruksjonsdelene brutårn, bærekabler, hengestenger, avstivningsbærer og dummyelementer. Under *parts* defineres i hovedsak geometrien til hver enkelt konstruksjonsdel. Hver part tildeles en eller flere *sections* og et *mesh*.

En *section* gir informasjon om material- og tverrsnittsegenskapene til en del av eller en hel konstruksjonsdel. For eksempel har bærekablene konstante material- og tverrsnittsegenskaper, mens brutårnet har varierende egenskaper. En *section* gir også informasjon om elementtype, som for eksempel stavelement eller bjelkeelement.

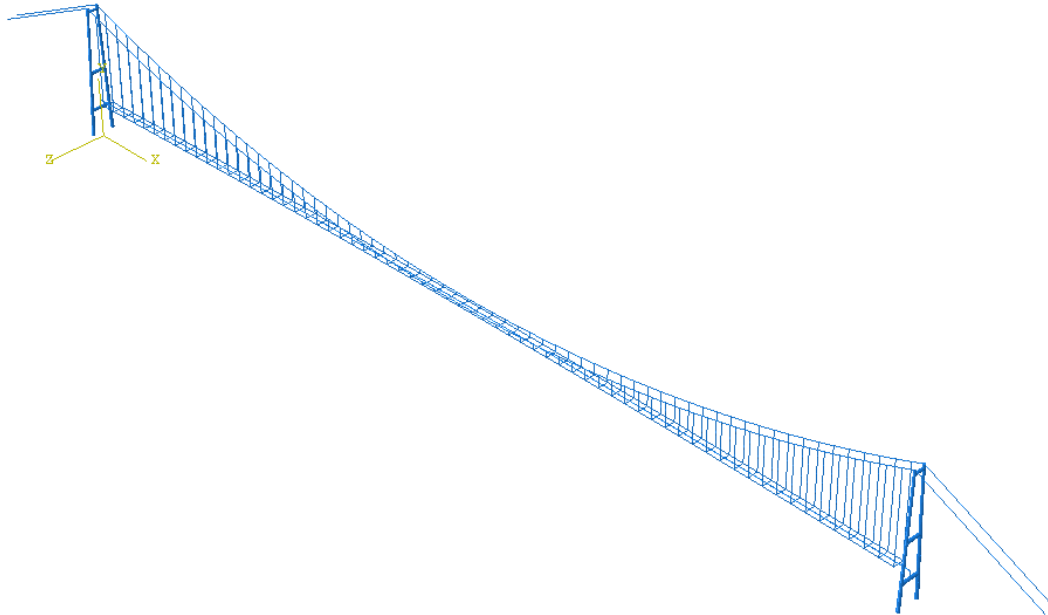
En *section* må ha definert et *profile*. Et *profile* kan enten modelleres med gitte typer tverrsnitt, som for eksempel bokstverrsnitt og sirkulært tverrsnitt, eller som et generelt tverrsnitt der utregnede verdier av tverrsnittsegenskaper settes inn. En *section* må også ha definert et *material*, der materialegenskaper som elastisitetmodul, skjærmodul og massetetthet settes inn.

I *assembly* settes *parts* sammen til en konstruksjon. *Assembly* krever at ulike *parts* er festet med *constraints* (forbindelser), og at *BCs* (opplagerbetingelser) er definert.

I *steps* defineres rekkefølgen til det som skal skje i analysen. I modellene av Hardangerbrua vil det i det initiale steppet defineres opplagerbetingelser. Videre i neste step påføres laster som er definert under *loads*. Dette er temperaturlast, egenlast og til slutt nyttelast. Lastene er beskrevet i kapittel 3 og 4, og selve analysen er beskrevet i kapittel 6.

2.2 Geometri

Det er modellert to ulike globale bjelkemodeller av Hardangerbrua av tilstandene byggetilstand og ferdigtilstand. Byggetilstandsmodellen består av et ferdig brutårn uten andre konstruksjonsdeler, og ferdigtilstandsmodellen består av alle konstruksjonsdeler satt sammen til en ferdig bru, vist i figur 2.1. Tabell 2.1 gir en oversikt over geometriske størrelser i Hardangerbrua. Videre i kapittelet vil det være fokus på modelleringen av ferdigtilstandsmodellen, ettersom byggetilstandsmodellen kun er en del av denne. Som nevnt er de ulike konstruksjonsdelene i modellen brutårn, bærekabler, hengestenger, avstivningsbærer og dummyelementer. Det er ikke lagt vekt på sadler eller forankringer på annen måte enn at de er modellert som knutepunkter og opplagere.

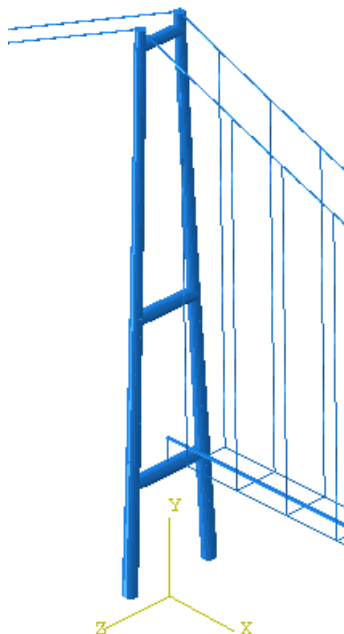


Figur 2.1: 3D-modell av Hardangerbrua

Tabell 2.1: Geometriske størrelser^{[10][11]}

Informasjon	Verdi	Enhet
Spennvidde bru	1310	<i>m</i>
Pilhøyde bærekabel	121.0	<i>m</i>
Kotehøyde forankring bærekabel Vallavik	102.763	<i>m</i>
Kotehøyde forankring bærekabel Bu	102.763	<i>m</i>
Kotehøyde sadel brutårn Vallavik	187.5	<i>m</i>
Kotehøyde sadel brutårn Bu	187.5	<i>m</i>
Kotehøyde topprigel brutårn	182.0	<i>m</i>
Kotehøyde midtrigel brutårn	95.67	<i>m</i>
Kotehøyde planumstrigel	42.85	<i>m</i>
Kotehøyde fundamentbunn brutårn Vallavik	1	<i>m</i>
Kotehøyde fundamentbunn brutårn Bu	9	<i>m</i>
Planumskote ved brutårn	52.771	<i>m</i>
Planumskote ved brumidt	63.5	<i>m</i>
Avstand mellom bærekabelplan	14.5	<i>m</i>
Antall hengestenger	130	
Avstand mellom hengestenger	19.98	<i>m</i>
Avstand mellom hengestenger og brutårn	15.64	<i>m</i>

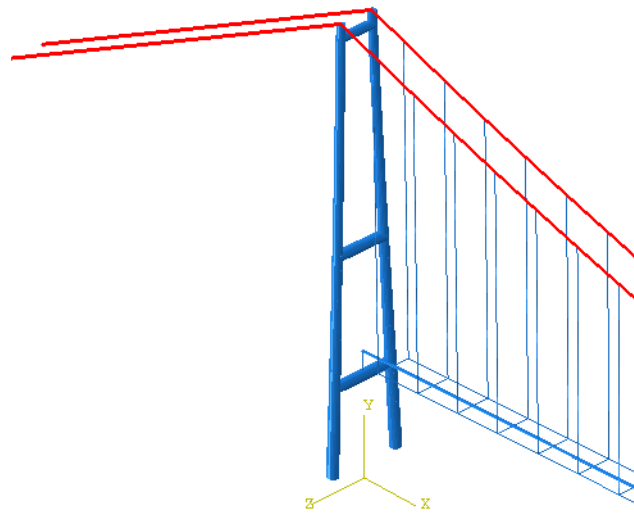
Hvert brutårn er modellert fra overkant av fundamentet opptil sadlene. Fundamentetene er dermed ikke tatt med i modellen. Lastene fra delene av brutårnet over sadlene er tatt med i modellen som punktlaster. Se figur 2.2 for brutårn.



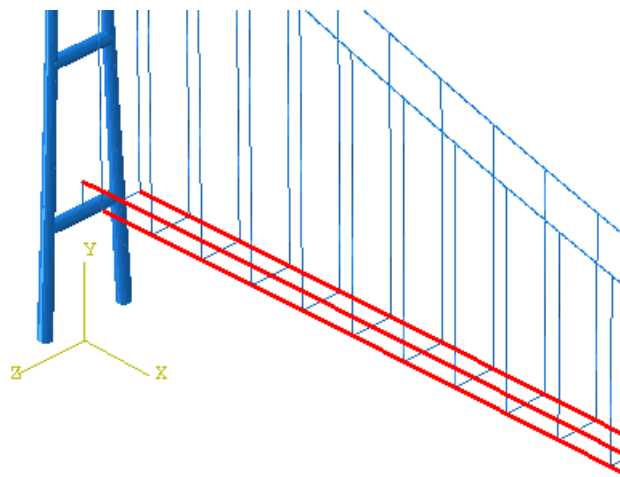
Figur 2.2: Brutårn

Både avstivningsbæreren og midtre del av bærekablene er modellert som buede kurver gjennom tre punkter. For avstivningsbæreren er dette gjennom planumskoter ved brutårn og planumskote ved brumidtd. For bærekabelen er dette gjennom kotehøyder ved sadler og et punkt i vertikal avstand tilsvarende pilhøyde fra sadler. De ytterste delene av bærekablene, sidebærerne, er modellert som rette kurver mellom kotehøyder ved sadler og kotehøyder ved forankring av bærekabel.

Dummy-avstivningsbærernes geometri er identisk med avstivningsbæreren. Hensikten med dummy-avstivningsbærerne er å få et mer realistisk bilde av bruas deformasjon i modellen. Se figur 2.3 for bærekabler og 2.4 for avstivningsbærer og dummy-avstivningsbærere.

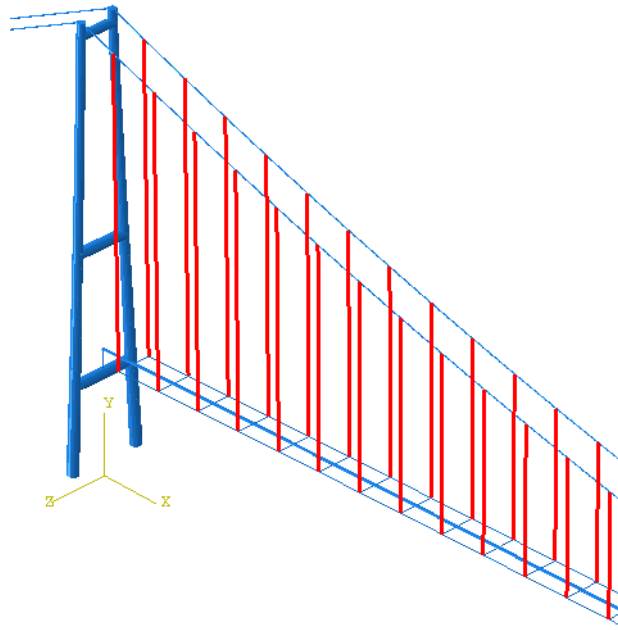


Figur 2.3: Bærekabler



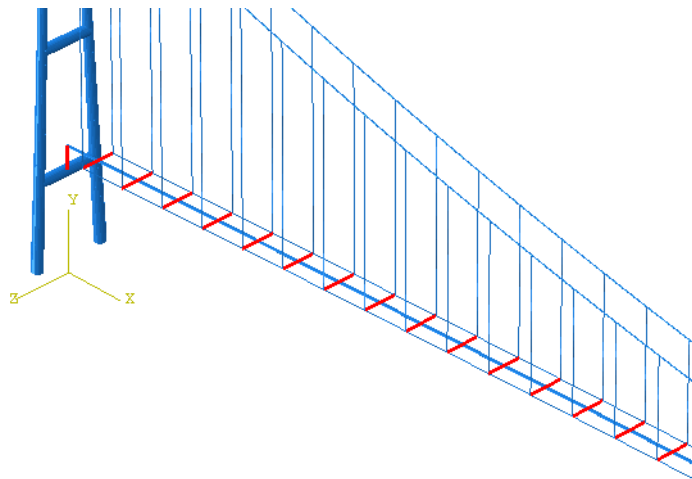
Figur 2.4: Avstivningsbærere og dummy-avstivningsbærere

Hengestengene er modellert som rette kurver mellom bærekabler og dummy-avstivningsbærere. Avstanden mellom hengestengene er basert på antagelser, da informasjonen om dette ikke var tilgjengelig. Se figur 2.5 for hengestenger.



Figur 2.5: Hengestenger

Mellom dummy-avstivningsbærerne og avstivningsbæreren er det lagt inn dummy-forbindelser. Hensikten med dummy-forbindelsene er å forbinde hengestengene og avstivningsbæreren på en realistisk måte, når disse konstruksjonsdelene ikke er forbundet direkte i modellen. Mellom avstivningsbæreren og planumslignene er det også lagt inn en slik dummy-forbindelse. Se figur 2.6 for dummy-forbindelsene.

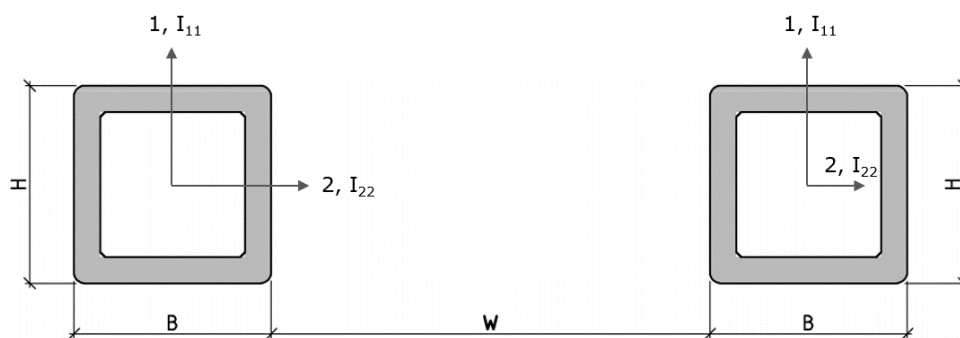


Figur 2.6: Dummy-forbindelser

2.3 Material- og tverrsnittsdata

2.3.1 Brutårn

Hvert brutårn er delt opp i 46 støpetapper der hver støpetappe er identisk for hvert tårnbein. Figur 2.7 viser en skisse av betongtverrsnittene i brutårnet. Tabell 2.4 gir verdiene for høyden, bredden, avstanden mellom tårnbeinene og veggtykkelsen i alle støpetappene. Denne informasjonen brukes til å beregne areal, andre arealmomenter og torsjonskonstant for tverrsnittene i hver støpetappe, gitt i tabell 2.5. Andre arealmomentene og torsjonskonstantene er beregnet for uarmerte betongtverrsnitt. Armeringen tas hensyn til i stivhetsberegningen av brutårnet gjennom moment-krumningsrelasjonen, som er beskrevet i kapittel 6.2. Tverrsnittene smaler inn fra en støpetappe til den neste, til forskjell fra å være konstant over hele støpetappen. Tverrsnittsegenskapene til en støpetappe n gjelder altså kun i overgangen fra den forrige støpetappen $n - 1$, og deretter er det en interpolasjon mellom støpetappe n og den neste støpetappen $n + 1$. Tabell 2.8 viser materialdata for brutårnene.



Figur 2.7: Tverrsnittsskisse av brutårnbein^[12]

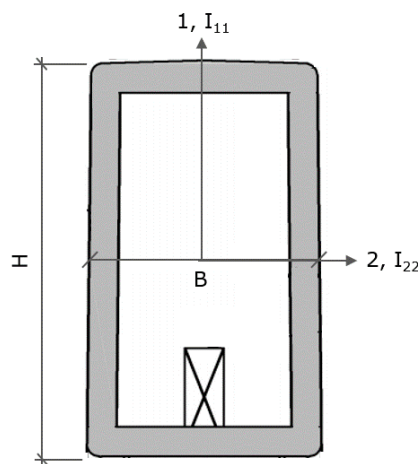
Tverrsnittsegenskapene til riglene er gitt i tabell ?? og ?. I realiteten smaler bredden til planumsrigelen og midtrigelen inn med høyden, men i modellen er det heller blitt brukt en gjennomsnittlig bredde. Det tas heller ikke hensyn til utsparinger eller mindre uregelmessigheter. Figur 2.8 viser en skisse av tverrsnittet til midtrigelen.

Rigel	H [mm]	B [mm]	t (langs H) [mm]	t (langs B) [mm]
Planumsrigel	7500	6409	600	600
Midtrigel	8600	4695	600	600
Topprigel	6000	4000	600	600

Tabell 2.2: Tverrsnittsdata for rigler^[12]

Støpetappe	A [m ²]	I ₁₁ [m ⁴]	I ₁₂ [m ⁴]	I ₂₂ [m ⁴]	J [m ⁴]
Planumsrigel	15,3	90,3	0	116,8	151,7
Midtrigel	14,5	47,8	0	130,8	106,5
Topprigel	10,6	23,2	0	46,2	46,0

Tabell 2.3: Tverrsnittsdata for rigler^[12]



Figur 2.8: Tverrsnittsskisse av midtrigel^[12]

Armeringsmengden bestemmes utifra armeringslister og armeringstegninger. På grunn av begrenset tilgang på armeringstegninger er det usikkert om armeringsmengden i en støpetappe gjelder for hele strekningen opp til neste støpetappe. Det antas at dette er tilfellet for alle støpetapper i både tverrvegg (langs B) og langvegg (langs H). Mellom støpetappe 44 og 46 brukes armeringsmengden i støpetappe 44, ettersom det ikke var tilgang på armeringslister for disse støpetappene. I støpetappe 44 i langvegg benyttes noe mindre vertikalarmering enn det som står oppført i armeringslisten gitt i Vedlegg A, ettersom mye av armeringen ikke finnes på armeringstegninger. Vertikalarmeringen i tverrveggene i et tårnbein er symmetrisk, mens armeringen i langveggene er av og til asymmetrisk om lengdeaksen. I tilfeller med asymmetri benyttes den minste armeringsmengden. Horisontalarmeringen er stort sett konstant oppover brutårnene, med noen unntak. Mindre uregelmessigheter i armeringsmengde neglisjeres. Tabell 2.6 og 2.7 viser armeringen som benyttes.

Tabell 2.4: Tverrsnittsdata for brutårnbein^[12]

Støpetappe	Kotehøyde	H [mm]	B [mm]	W [mm]	t (langs H) [mm]	t (langs B) [mm]
1	7	8661	7051	23476	600	600
2	11	8441	6939	23177	600	600
3	15	8228	6830	22879	600	600
4	19	8020	6723	22580	600	600
5	23	7818	6618	22281	600	600
6	27	7623	6517	21983	600	600
7	31	7433	6417	21684	600	600
8	35	7249	6321	21386	600	600
9	39	7071	6226	21087	600	850
10	43	6899	6134	20788	600	850
11	47	6734	6045	20490	600	600
12	51	6574	5958	20191	600	600
13	55	6420	5874	19892	600	600
14	59	6271	5792	19594	600	600
15	63	6129	5713	19295	600	600
16	67	5993	5636	18996	600	600
17	71	5863	5562	18698	600	600
18	75	5738	5490	18399	600	600
19	79	5620	5421	18101	600	600
20	83	5508	5355	17802	600	600
21	87	5401	5290	17503	600	600
22	91	5301	5229	17205	600	850
23	95	5206	5170	16906	600	850
24	99	5117	5113	16607	600	850
25	103	5035	5059	16309	600	600
26	107	4958	5007	16010	600	600
27	111	4887	4958	15711	600	600
28	115	4822	4911	15413	600	600
29	119	4763	4867	15114	600	600
30	123	4710	4826	14816	600	600
31	127	4663	4786	14517	600	600
32	131	4622	4750	14218	600	600
33	135	4587	4716	13920	600	600
34	139	4558	4684	13621	600	600
35	143	4535	4655	13322	600	600
36	147	4517	4628	13024	600	600
37	151	4506	4604	12725	600	600
38	155	4501	4583	12426	600	600
39	159	4500	4564	12128	600	600
40	163	4500	4547	11829	600	600
41	167	4500	4533	11531	600	600
42	171	4500	4521	11232	600	600
43	175	4500	4512	10933	600	600
44	179	4500	4506	10635	600	725
45	183	4500	4502	10336	600	725
46	185	4500	4501	10187	600	725
46 topp	187.5	4500	4500	10000	600	725

Tabell 2.5: Tverrsnittsdata for brutårnbein^[12]

Støpeetappe	A [m ²]	I ₁₁ [m ⁴]	I ₁₂ [m ⁴]	I ₂₂ [m ⁴]	J [m ⁴]
1	17,4	128,5	0	179,2	223,6
2	17,0	121,0	0	166,2	209,1
3	16,6	113,9	0	154,2	195,6
4	16,3	107,3	0	143,0	182,9
5	15,9	101,1	0	132,7	171,1
6	15,5	95,4	0	123,2	160,1
7	15,2	89,9	0	114,3	149,9
8	14,8	84,9	0	106,2	140,4
9	17,0	85,4	0	118,5	142,5
10	16,7	80,6	0	110,1	133,4
11	13,9	71,5	0	85,4	115,6
12	13,6	67,6	0	79,5	108,5
13	13,3	64,0	0	74,1	101,9
14	13,0	60,6	0	69,1	95,8
15	12,8	57,5	0	64,6	90,1
16	12,5	54,5	0	60,4	84,9
17	12,3	51,8	0	56,6	80,0
18	12,0	49,3	0	53,0	75,5
19	11,8	46,9	0	49,8	71,4
20	11,6	44,7	0	46,9	67,6
21	11,4	42,7	0	44,2	64,1
22	13,2	43,5	0	49,2	64,9
23	13,0	41,7	0	46,5	61,7
24	12,8	39,9	0	44,1	58,7
25	10,7	36,0	0	35,7	52,8
26	10,5	34,6	0	34,0	50,5
27	10,4	33,3	0	32,5	48,5
28	10,2	32,2	0	31,2	46,6
29	10,1	31,1	0	30,0	44,9
30	10,0	30,2	0	29,0	43,4
31	9,9	29,3	0	28,0	42,1
32	9,8	28,5	0	27,2	40,9
33	9,7	27,8	0	26,5	39,9
34	9,7	27,2	0	26,0	39,0
35	9,6	26,7	0	25,5	38,2
36	9,5	26,2	0	25,1	37,6
37	9,5	25,8	0	24,9	37,1
38	9,5	25,5	0	24,7	36,7
39	9,4	25,2	0	24,6	36,5
40	9,4	24,9	0	24,5	36,2
41	9,4	24,7	0	24,4	36,0
42	9,4	24,6	0	24,4	35,9
43	9,4	24,5	0	24,3	35,8
44	10,2	25,1	0	26,4	36,9
45	10,2	25,1	0	26,4	36,8
46	10,2	25,1	0	26,4	36,8
46 topp	10,2	25,0	0	26,4	36,8

Tabell 2.6: Armering i brutårnbein^[12]

Støpeetappe	Benyttet vertikalarmering		Benyttet horisontalarmering	
	Tverrvegg (per vegg)	Langvegg (per vegg)	Tverrvegg (per vegg)	Langvegg (per vegg)
1	172Ø32	118Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
2	168Ø32	116Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
3	168Ø32	114Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
4	164Ø32	110Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
5	160Ø32	108Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
6	160Ø32	106Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
7	156Ø32	102Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
8	156Ø32	100Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
9	165Ø32	102Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø20c150
10	161Ø32	91Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø20c150
11	148Ø32	94Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
12	148Ø32	92Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
13	144Ø32	90Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
14	144Ø32	88Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
15	140Ø32	86Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
16	140Ø32	84Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
17	136Ø32	82Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
18	136Ø32	80Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
19	132Ø32	78Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150

Tabell 2.7: Armering i brutårnbein^[12]

20	132Ø32	78Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
21	128Ø32	76Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
22	135Ø32	78Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø20c150
23	135Ø32	67Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø20c150
24	131Ø32	72Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø20c150
25	124Ø32	72Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
26	124Ø32	70Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
27	120Ø32	70Ø25	2Ø16c150 2Ø16c300	2Ø16c150
28	90Ø32	68Ø25	2Ø16c150 1Ø16c300	2Ø16c150
29	90Ø32	68Ø25	2Ø16c150 1Ø16c300	2Ø16c150
30	87Ø32	68Ø25	2Ø16c150 1Ø16c300	2Ø16c150
31	87Ø32	66Ø25	2Ø16c150 1Ø16c300	2Ø16c150
32	87Ø32	66Ø25	2Ø16c150 1Ø16c300	2Ø16c150
33	58Ø32	66Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
34	58Ø32	66Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
35	56Ø32	66Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
36	56Ø32	64Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
37	56Ø32	64Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
38	56Ø32	64Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
39	64Ø25	92Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
40	64Ø25	92Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
41	64Ø25	92Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
42	64Ø25	92Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
43	64Ø25	95Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
44	59Ø25	67Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
45	59Ø25	67Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
46	59Ø25	67Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150
46 topp	59Ø25	67Ø25	2Ø16c150	2Ø16c150

Tabell 2.8: Materialdata for brutårn^{[10][11]}

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Massetetthet	ρ	2548	kg/m^3
Poissontall	ν	0.2	-
Betongens elastisitetsmodul	E_{cm}	36	GPa
Armeringens elastisitetsmodul	E_s	200	GPa
Betongens trykkfasthet	f_{cd}	25.5	MPa
Armeringens flytegrense	f_{yd}	434.8	MPa

2.3.2 Bærekabler, hengestenger og avstivningsbærere

Tabell 2.9 og 2.10 viser material- og tverrsnittsdata for henholdsvis bærekabler og hengestenger.

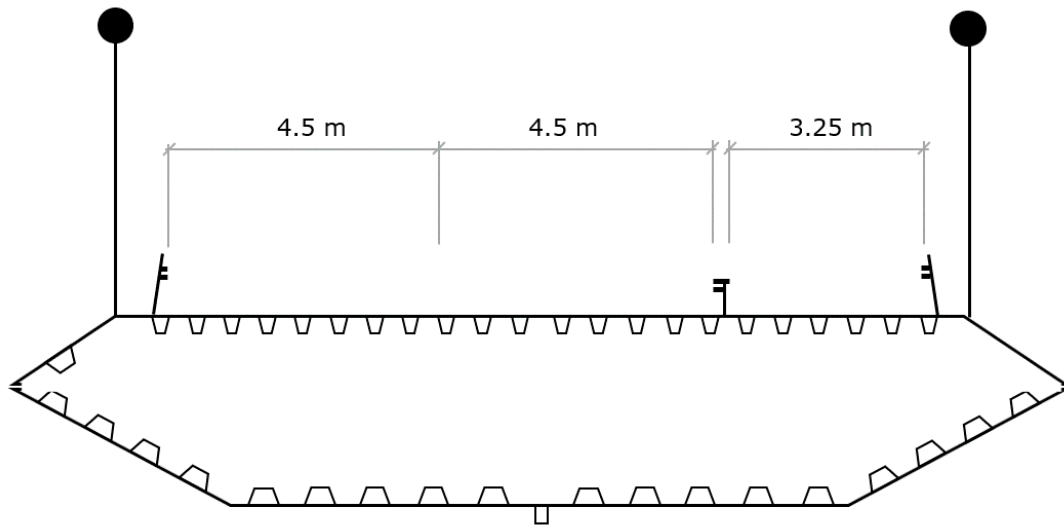
Tabell 2.9: Material- og tverrsnittsdata for bærekabler^{[10][11]}

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Massetetthet	ρ	8400	kg/m^3
Elastisitetsmodul	E	200	GPa
Skjærmodul	G	76.92	GPa
Areal	A	0.22	m^2
Andre arealmoment	I_{11}	$6.0 \cdot 10^{-5}$	m^4
Andre arealmoment	I_{12}	0	m^4
Andre arealmoment	I_{22}	$6.0 \cdot 10^{-5}$	m^4
Torsjonskonstant	J	$1.2 \cdot 10^{-4}$	m^4

Tabell 2.10: Material- og tverrsnittsdata for hengestenger^{[10][11]}

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Massetetthet	ρ	7800	kg/m^3
Elastisitetsmodul	E	160	GPa
Areal	A	0.032	m^2

Avstivningsbæreren er en lukket stålkasse med avstivningselementer modellert på innsiden av hele omkretsen, vist på figur 2.9. Egenvekten til ikke-bærende konstruksjonsdeler slik som rekkverk og belegning er lagt inn i massetettheten til avstivningsbæreren. Tabell 2.11 gir material- og tverrsnittsdata for avstivningsbæreren.



Figur 2.9: Prinsippskisse av avstivningsbærer

Tabell 2.11: Material- og tverrsnittsdata for avstivningsbærer^{[10][11]}

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Massetetthet	ρ	15193	kg/m^3
Elastisitetsmodul	E	210	GPa
Skjærmodul	G	80.77	GPa
Areal	A	0.5813	m^2
Andre arealmoment	I_{11}	0.972	m^4
Andre arealmoment	I_{12}	0	m^4
Andre arealmoment	I_{22}	16.448	m^4
Torsjonskonstant	J	2.46	m^4
Warpingkonstant	W	4.298	m^6

2.3.3 Dummy-elementer

Dummy-avstivningsbærerne er modellert med tverrsnittsverdier og elastisitets- og skjærmodul på 1/100 av avstivningsbæreren. Dermed blir stivhetsbidraget til dummy-avstivningsbærerne neglisjerbart. Det er ikke lagt inn egenvekt til dummy-avstivningsbærerne i modellen. Tabell 2.12 gir material- og tverrsnittsdata til dummy-avstivningsbærerne.

Tabell 2.12: Material- og tverrsnittsdata for dummy-avstivningsbærere^{[10][11]}

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Massetetthet	ρ	0	kg/m^3
Elastisitetsmodul	E	2.1	GPa
Skjærmodul	G	0.8077	GPa
Areal	A	0.005813	m^2
Andre arealmoment	I_{11}	0.00972	m^4
Andre arealmoment	I_{12}	0	m^4
Andre arealmoment	I_{22}	0.16448	m^4
Torsjonskonstant	J	0.0246	m^4
Warpingkonstant	W	0.04298	m^6

Som nevnt i kapittel 2.2 er det lagt inn dummy-forbindelser mellom dummy-avstivningsbærerne og avstivningsbæreren for å forbinde hengestengene og avstivningsbæreren på en realistisk måte. Disse elementene må derfor være svært stive, og er modellert med tverrsnittsdata som gir neglisjerbar deformasjon. Det samme gjelder dummy-forbindelsene mellom avstivningsbæreren og planumsriglene. Dummy-forbindelsene er modellert uten egenvekt. Tabell 2.13 og 2.14 viser material- og tverrsnittsdata for dummy-forbindelsene mellom henholdsvis hengestengene og avstivningsbæreren, og avstivningsbæreren og riglene.

Tabell 2.13: Material- og tverrsnittsdata for dummy-forbindelse h/a^{[10][11]}

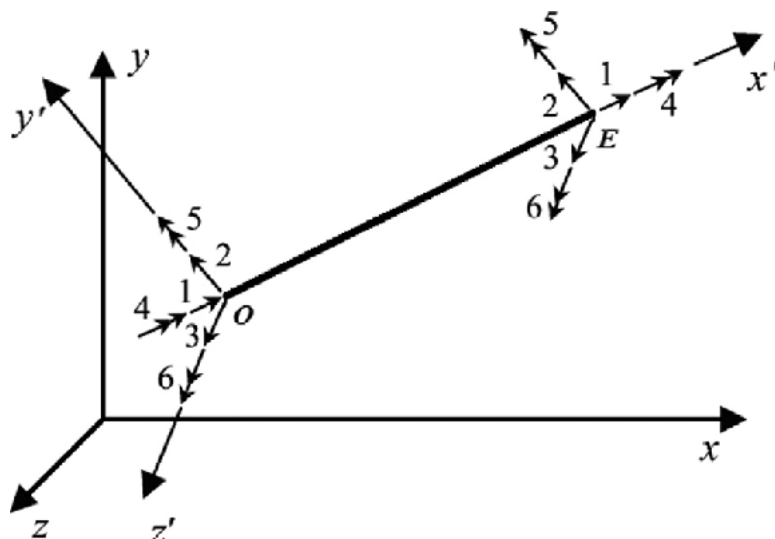
Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Massetetthet	ρ	0	kg/m^3
Elastisitetsmodul	E	200	GPa
Skjærmodul	G	76.92	GPa
Areal	A	1000	m^2
Andre arealmoment	I_{11}	1000	m^4
Andre arealmoment	I_{12}	0	m^4
Andre arealmoment	I_{22}	1000	m^4
Torsjonskonstant	J	1000	m^4

Tabell 2.14: Material- og tverrsnittsdata for dummy-forbindelse a/r^{[10][11]}

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Massetetthet	ρ	0	kg/m^3
Elastisitetsmodul	E	200	GPa
Areal	A	1000	m^2

2.4 Mesh

Konstruksjonsdelene har blitt meshet med spesielt hensyn på to ting: Elementtype og elementstørrelse. Et tredimensjonalt bjelkeelement i Abaqus har seks frihetsgrader i hver node: Tre translasjonsfriheitsgrader (1, 2, 3) og tre rotasjonsfriheitsgrader (4, 5, 6). Dette er vist i figur 2.10.^[14]



Figur 2.10: Bjelkeelement^[13]

2.4.1 Elementtype

Elementtypen til en bjelke vil typisk hete B31, der det første tallet gir informasjon om dimensjonalitet, og det andre tallet gir informasjon om grad av interpolasjon som er brukt. B31 representerer altså et tredimensjonalt bjelkeelement som bruker lineær interpolasjon mellom nodene. I Abaqus tar både elementer med lineær og kvadratisk interpolasjon hensyn til skjærdeformasjon og endelig aksiell tøyning. Disse elementene er Timoshenko bjelkeelementer og egner seg både for slanke og tykke bjelker. Elementer med kubisk interpolasjon, Euler-Bernoulli bjelker, tar ikke hensyn til skjærdeformasjon og egner seg for slanke bjelker med fordelt last. Siden kvadratisk interpolasjon gir mer nøyaktige resultater enn lineær interpolasjon og også tar hensyn til skjærdeformasjon, har det blitt valgt å bruke elementtypen B32 for brutårn, bærekabler, avstivningsbærere, dummy-avstivningsbærere og dummy-forbindelser mellom hengestenger og avstivningsbærere. For hengestengene og dummy-forbindelsene mellom avstivningsbærere og planumsrigler er det valgt å bruke stavelementer med lineær interpolasjon da skjærdeformasjoner er uviktig for staver. For elementer som enten er svært rigide eller svært bøyelige, har Abaqus en funksjon som tar hensyn til dette kalt "hybrid". Denne funksjonen velges for dummy-forbindelsene mellom hengestengene og avstivningsbæreren da disse er modellert med svært høy stivhet.^{[15][16]}

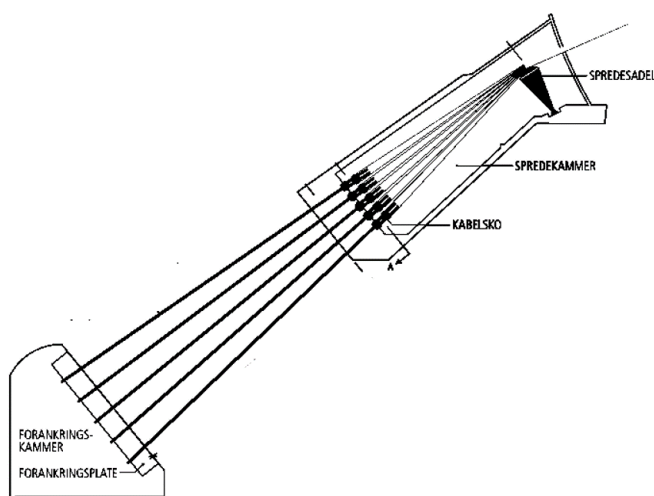
2.4.2 Elementstørrelse

Elementstørrelsen for brutårn, bærekabler, avstivningsbærer og dummy-avstivningsbærere er bestemt ved konvergenstest. Konvergenstesten går ut på å starte med store elementer i konstruksjonsdelene, og deretter steg for steg velge finere mesh i konstruksjonsdelene, helt til resultatene fra analysen i Abaqus konvergerer mot bestemte verdier. Konvergens sjekkes for moment, aksialkraft og deformasjon i utvalgte støpetapper i brutårnene. Siden hengestengene og dummy-forbindelsene mellom avstivningsbærer og planumsrigel er modellert som stavelementer, har disse kun ett element. Det samme gjelder dummy-forbindelsene mellom hengestenger og avstivningsbærer, selvom disse er modellert som bjelkeelementer. Resultatene fra konvergenstesten er beskrevet i kapittel 6.1.

2.5 Opplagerbetingelser og forbindelser

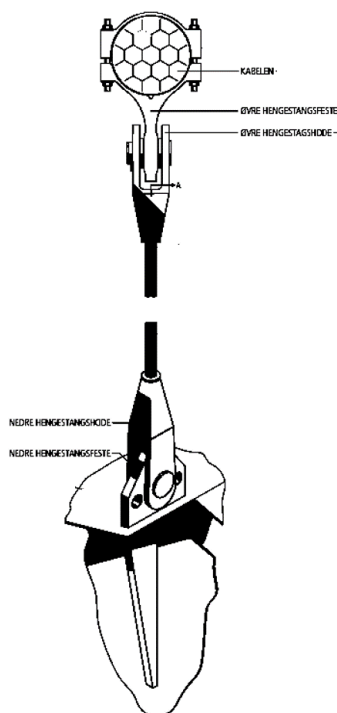
Brutårnene er fundamentert direkte på fjell. Både på grunn av fundamenteringen og prinsippet om at brutårnene skal ta store momenter, er det naturlig å modellere oppleggene til brutårnene som faste innspenninger.

Bærekablene er gjennom et spredekammer forankret i en kabelsko som gjennom to stag igjen er forankret til spennkabler. Spennkablene er forankret til et forankringskammer utsprengt i berg. Figur 2.11 viser forankringen. Ettersom bærekablene ikke tar moment, har det blitt valgt å modellere oppleggene til sidebærerne med leddlagre. Samtidig er de forankret på en måte som tilsier oppleggene skulle vært modellert som faste innspenninger, så det kan tales både for og i mot den valgte løsningen. Forbindelsen mellom tårntoppene og bærekablene er modellert med knutepunkter. Dette er en noe konservativ løsning, da bærekablene i realiteten kan ha noe forskyvning over sadlene.



Figur 2.11: Bærekablenes forankring^[17]

Hengestengene er forbundet til bærekabelen og avstivningsbæreren i hengestangsfester, vist på figur 2.12. Hengestangsfestene er modellert som rotasjonsfrie knutepunkter. Hengestengene er altså forbundet i disse knutepunktene til bærekabelen og til dummy-avstivningsbærerne. Dummy-avstivningsbærerne er videre festet i rotasjonsfastholdte knutepunkter i avstivningsbæreren med dummy-forbindelser. På grunn av den svært høye stivheten til dummy-forbindelsene vil modellen fungere slik at avstivningsbæreren er forbundet direkte til hengestengene, slik som i virkeligheten.

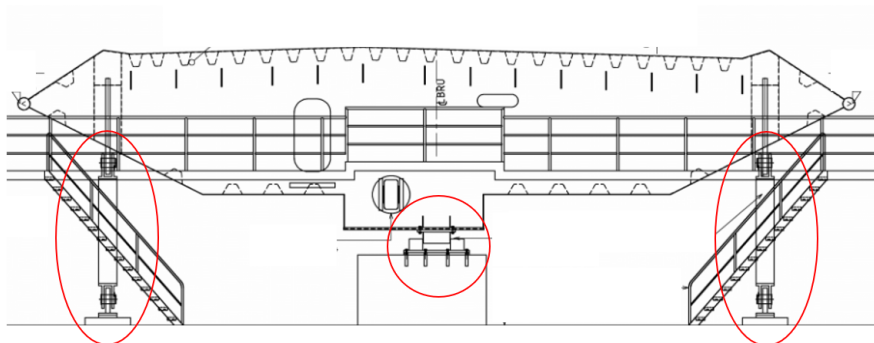


Figur 2.12: Hengestengenes forbindelse til bærekabel og avstivningsbærer^[17]

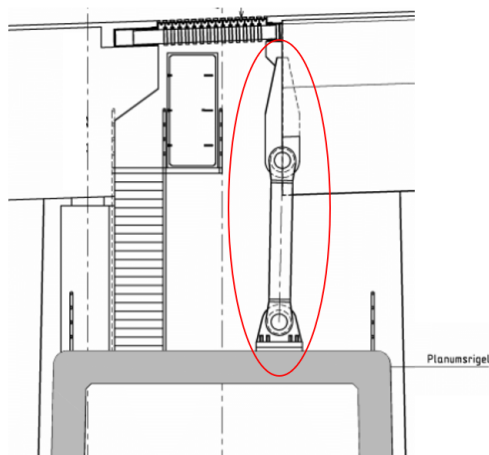
Avstivningsbæreren er fritt opplagt på planumrigelen med to pendellager og horisontallager, vist på figur 2.13 og 2.14. Horisontallageret motvirker forskyvning i tverretning. Pendellagrene motvirker vertikal forskyvning, men lar avstivningsbæreren bevege seg i lengderetning. Hydrauliske dempere er montert i lengderetning på den ene enden av brua, vist på figur 2.15. Disse har som formål å motvirke langsgående forskyvning/pendling av brua forårsaket av raske laster fra vind og trafikk. De er utformet slik at langsomme bevegelser forårsaket av temperatursammentrekning skal fordeles utover hele brua.

I modellen er opplageret ved forbindelsen mellom avstivningsbærer og rigler modellert med den svært stive dummy-forbindelsesstaven i knutepunkter. Staven skal gjenspeile pendellagrenes funksjon, og fører krefter ned i planumrigelen. I knutepunktet mellom avstivningsbærer og dummy-forbindelsen er det lagt inn et horisontallager som motvirker forskyvning i tverretning og i lengderetning, men lar avstivningsbæreren forskyve seg i vertikalretning. Dette opplegget gjenspeiler både

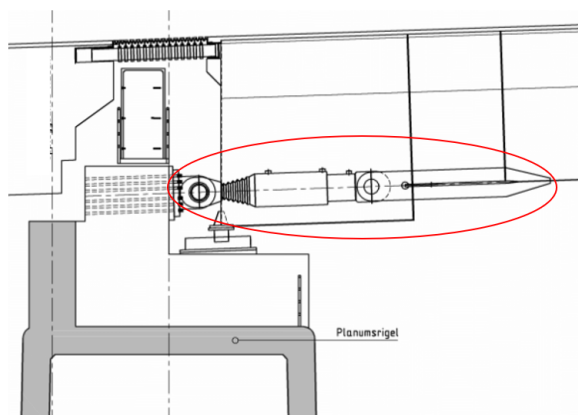
horisontallagerets og til dels de hydrauliske demperenes funksjon. Siden modellen skal brukes til statisk analyse vil det ikke være nødvendig å legge inn fjæring i lengderetning. Dette ville likevel gjort modellen mer virkelighetsnær.



Figur 2.13: Horisontallager og pendellagre i avstivningsbærer^[12]



Figur 2.14: Pendellager i avstivningsbærer^[12]



Figur 2.15: Hydraulisk demper i avstivningsbærer^[12]

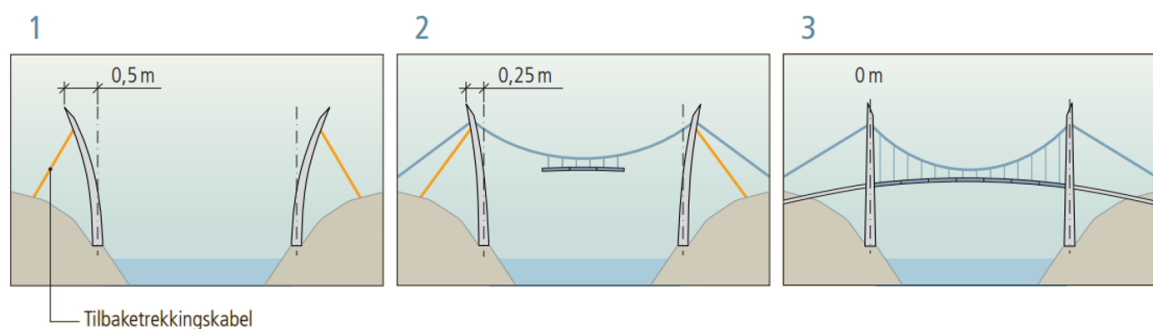
3 Laster

3.1 Tilbaketrekning

Under byggingen av Hardangerbrua ble det påført en forspenningskraft i tilbaketrekningsskabler som trakk tårntoppene 0.5 meter tilbake, vist på figur 3.1. For å inkludere effekten av denne forspenningskraften i modellen, er det lagt inn en kraftig negativ temperaturendring i sidebæerne av bærekablene. Temperaturendringen gjør at sidebæerne trekker seg sammen, noe som resulterer i at brutårnene følger etter. Når egenlasten til konstruksjonsdelene påføres trekker brutårnene seg tilbake og ender opp i sin opprinnelige posisjon.

Temperaturendringen benyttes kun i ferdigtilstandsmodellen av brua, da tilbaketrekningen skjer etter at byggetilstanden av brutårnene er fullført. I stivhetsberegningen av brutårnene i tverretning, som er beskrevet i kapittel 6.2, må temperaturendringen endres parallelt med stivheten til brutårnene gjennom alle iterasjoner, slik at brutårnene alltid er i sin opprinnelige posisjon etter at all egenlast er påført. Det samme gjelder for kontroll av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning av brutårnene i lengderetning, beskrevet i kapittel 6.3, men her gjøres kun én iterasjon. Følgende temperaturdata er brukt i sidebæerne:

- $a = 7.2 \cdot 10^{-6}$
- $T_0 = 1^\circ\text{C}$
- $T_1 = -520^\circ\text{C}$ for iterasjon 1
- $T_1 = -480^\circ\text{C}$ for iterasjon 2
- $T_1 = -480^\circ\text{C}$ for iterasjon 3
- $T_1 = -580^\circ\text{C}$ for kontroll



Figur 3.1: Illustrasjon av tilbaketrekning av brutårn^[17]

Tilbaketrekningslengden i kontrollen i lengderetning må være 0.88 meter for at brutårnene skal ende opp i sin opprinnelige posisjon etter at egenlast er påført. Dette er 0.38 meter mer enn det som ble gjort under byggingen. Disse verdiene bør uansett ikke sammenlignes, da tilbaketrekingen i denne metoden bestemmes av temperaturendring og temperaturkoeffisienten α , noe som har neglisjerbar betydning når det kommer til forspenning.

3.2 Egenlast

Massetetthet til alle materialer legges inn i modellene i Abaqus. For å finne egenlasten legges det inn en lasttype kalt gravitasjonslast med tyngdens akselerasjon $g = 9.81m/s^2$ multiplisert med lastfaktorer for egenlast for de ulike lastkombinasjonene, beskrevet i kapittel 4. Abaqus multipliserer gravitasjonslasten med volumet og massetettheten til de ulike konstruksjonsdelene. Øverste 15 meter av brutårnene, altså delene som ligger over sadlene, er ikke modellert i Abaqus. Egenlasten til disse delene legges inn som punktlaster på toppen av hvert tårnbein, og som en forenkling brukes tverrsnittet ved kote 187.5. Ligning 3.1 gir den karakteristiske punktlasten på hvert tårnbein.

$$\begin{aligned}
 G &= \rho \cdot A \cdot L \cdot g \\
 &= 2548 \cdot (4.5 \cdot 4.5 - (4.5 - 2 \cdot 0.6) \cdot (4.5 - 2 \cdot 0.6)) \cdot 15 \cdot 9.81 \\
 &= 357739N
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

3.3 Vindlast

Beregninger av vindlast er utført i samsvar med Eurokode 1.^[18] I beregningsgrunnlaget til Hardangerbrua er vindlasten beregnet i samsvar med de utgåtte standardene NS 3491-4:2002 og EN 1991-1-4:2005, noe som har gitt litt forskjellige verdier.^[10] Utfyllende beregninger av vindlasten er gitt i Vedlegg B. Det tas kun hensyn til statisk vind, og det benyttes full kastvind over hele konstruksjonen, som en konservativ kompensasjon for ikke å ta hensyn til dynamisk vind.

3.3.1 Basisvindhastighet

Basisvindhastigheten bestemmes av ligning 3.2. Tabell 3.1 viser en oversikt over faktorene og basisvindhastigheten for de ulike tilstandene byggetilstand og ferdigtilstand med vindretning på brua.

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot V_{b,0}
 \tag{3.2}$$

Fase	C_{dir}	C_{season}	C_{alt}	C_{prob}	v_b [m/s]
Byggetilstand langsgående vind	0.8	1	1	0.906	18.8
Byggetilstand tversgående vind	1	1	1	0.906	23.6
Ferdigtilstand langsgående vind	0.8	1	1	1	20.8
Ferdigtilstand tversgående vind	1	1	1	1	26.0

Tabell 3.1: Basisvindhastighet

3.3.2 Middelvindhastighet og vindkasthastighetstrykk

Middelvindhastigheten $v_m(z)$ bestemmes av ligning 3.3, vindkasthastigheten $v_p(z)$ bestemmes av ligning 3.4 og vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$ bestemmes av ligning 3.5.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.3)$$

$$v_p(z) = v_m(z) \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} \quad (3.4)$$

$$q_p(z) = 0.5 \cdot \rho \cdot v_p(z)^2 \quad (3.5)$$

Tabell 3.2 viser verdiene av middelvindhastigheten, vindkasthastigheten og vindkasthastighetstrykket ved ulike kotehøyder z for langsgående vind og tversgående vind i ferdigtilstand. Ved å multiplisere med $c_{prob} = 0.906$ fås vindkasthastighetstrykket for byggetilstand, vist i tabell 3.3.

z [m]	Langsgående vind			Tversgående vind		
	v_m [m/s]	v_p [m/s]	q_p [N/m ²]	v_m [m/s]	v_p [m/s]	q_p [N/m ²]
50	27.3	42.5	1127	37.6	53.1	1759
75	28.9	44.2	1222	39.4	55.0	1887
100	30.0	45.5	1291	40.7	56.3	1980
125	30.9	46.4	1346	41.7	57.3	2054
150	31.6	47.2	1392	42.5	58.2	2115
175	32.3	47.8	1431	43.2	58.9	2168
200	32.8	48.4	1465	43.8	59.5	2213

Tabell 3.2: Vind i ferdigtilstand

	Langsgående vind	Tversgående vind
z [m]	q_p [N/m^2]	q_p [N/m^2]
50	1594	1021
75	1710	1107
100	1794	1170
125	1861	1219
150	1916	1261
175	1964	1296
200	2005	1327

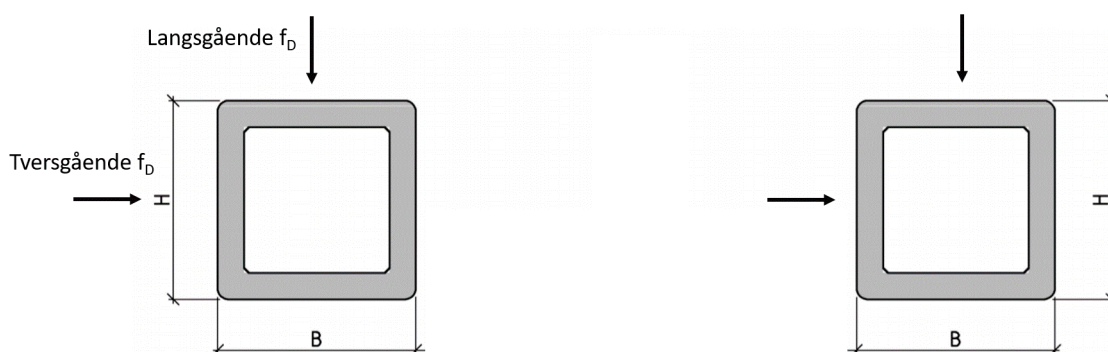
Tabell 3.3: Vind i byggetilstand

3.3.3 Brutårn

Vindlasten på brutårnene er delt opp i 25-meters intervaller, der det første intervallet er 50 meter. Lasten ved kote 50 gjelder for alle kotehøyder opp til og med 50, lasten ved kote 75 gjelder for alle kotehøyder mellom 50 og 75 osv. Vindlasten f_D på brutårnene bestemmes av ligning 3.6 for langsgående vind og 3.7 for tversgående vind. Faktorene B og H er gjennomsnittslengden av sidene på ett tårnbein over intervallet lasten virker over, vist på figur 3.2, og c_f er en kraftfaktor.

$$f_D(z) = c_f \cdot q_p(z) \cdot B \quad (3.6)$$

$$f_D(z) = c_f \cdot q_p(z) \cdot H \quad (3.7)$$



Figur 3.2: Skisse av langsgående og tversgående vind^[12]

Tabell 3.4 og 3.5 viser vindlasten som virker på hvert tårnbein i henholdsvis ferdigtilstand og byggetilstand. I byggetilstand med langsgående vind fås tilleggsarealer på grunn av heis og kran, og forskaling i toppen av brutårnene.^[19]

z [m]	H [mm]	B [mm]	Langsgående vind		Tversgående vind	
			c_f	f_D [N/m]	c_f	f_D [N/m]
50	6614	5980	1.80	13206	1.94	22560
75	5738	5490	1.79	12572	1.86	20123
100	5097	5100	1.79	12225	1.79	18037
125	4687	4806	1.79	11963	1.76	16924
150	4509	4610	1.78	11670	1.75	16683
175	4500	4512	1.76	11468	1.75	17083
200	4500	4500	1.75	11578	1.75	17469

Tabell 3.4: Vindlast på brutårn i ferdigtilstand

z [m]	H [mm]	B [mm]	Langsgående vind		Tversgående vind	
			c_f	f_D [N/m]	c_f	f_D [N/m]
50	6614	5980	1.80	13904	1.94	23603
75	5738	5490	1.79	13494	1.86	19623
100	5097	5100	1.79	13298	1.79	17370
125	4687	4806	1.79	13155	1.76	16004
150	4509	4610	1.78	12969	1.75	15413
175	4500	4512	1.76	12853	1.75	15492
200	4500	4500	1.75	14060	1.75	15827

Tabell 3.5: Vindlast på brutårn i byggetilstand

Vindlastene i tabell 3.4 og 3.5 benyttes kun opptil sadlene ved kote 187.5. I modellen stopper brutårnene ved denne kotehøyden, og som en forenkling legges vindlasten på resterende 15 meter inn som punktlaster ved kote 187.5. Punktlastene er gitt i tabell 3.6.

	f_D [N] langsgående	f_D [N] tversgående
Ferdigtilstand	173667	262040
Byggetilstand	210902	237409

Tabell 3.6: Vindlast på øverste 15 meter av brutårn

For beregningen av vindlasten på riglene brukes samme prosedyre som for tårnbeina. Riglene tar kun langsgående vind. For enkelthetsskyld brukes vindkasthastighetstrykket fra tabell 3.2 og 3.3, selvom riglene egentlig ikke ligger på disse kotehøydene. Tabell 3.7 viser vindlasten som virker på riglene.

					Ferdigtilstand	Byggetilstand
	z [m]	H [mm]	B [mm]	c_f	f_D [N/m]	f_D [N/m]
Planumsrigel	50	7500	6409	2.07	17496	15851
Midtrigel	100	8000	4695	2.15	22198	20111
Topprigel	200	6000	4000	2.13	18760	16996

Tabell 3.7: Vindlast på rigler

3.3.4 Hengestenger

Vindlasten på hengestengene bestemmes av ligning 3.8. Hengestengene tar kun tversgående vind. I tillegg til hengestenger er det også hengestangfester i topp og bunn som må tas hensyn til. Tabell 3.8 viser kraftfaktorene og vindlastene for ulike kotehøyder hengestengene strekker seg over.

$$f_D(z) = c_f \cdot q_p(z) \cdot \emptyset \quad (3.8)$$

z [m]	c_f	f_D [N/m]
75	0.837	107
100	0.839	113
125	0.840	117
150	0.841	121
175	0.842	124
200	0.843	127

Tabell 3.8: Vindlast på hengestenger

Den største verdien av vindlasten på hengestengene $f_D = 127N/m$ brukes videre i beregningene, som en konservativ forenkling. Den tilhørende kraftfaktoren og vindkasthastighetstrykket brukes også for hengestangfestene, som gir en kraft per hengestangfeste på $f_D = 746N$. Som en forenkling fordeles lastene på hengestengene og hengestangfestene på bærekabler og avstivningsbærer med en 50-50%-fordeling. Det kan bevises at dersom kraftfaktor og vindkasthastighetstrykk er likt i to konstruksjonsdeler kan lasten på den ene konstruksjonsdelen overføres til den andre ved bruk av en skaleringsfaktor. Dette er gjort i beregningsgrunnlaget for Hardangerbrua.^[10] Når kraftfaktor og vindkasthastighetstrykk i de to konstruksjonsdelene er forskjellig fra hverandre, vurderes det som mer riktig å beregne resultantkraften på den ene konstruksjonsdelen og dividere den på lengden av konstruksjonsdelen den overføres til. Kreftene som overføres til bærekablene og avstivningsbæreren er gitt i tabell 3.9.

	f_D [N/m]
Bærekabel (per stk)	178
Avstivningsbærer	365

Tabell 3.9: Overføring av vindlast til bærekabler og avstivningsbærer

3.3.5 Bærekabler

Vindlasten på bærekablene beregnes på samme måte som for hengestengene. Tabell 3.10 viser kraftfaktorene og vindlastene per bærekabel for ulike kotehøyder bærekablene strekker seg over.

z [m]	c_f	f_D [N/m]
75	0.807	945
100	0.809	993
125	0.810	1032
150	0.811	1063
175	0.812	1091
200	0.812	1115

Tabell 3.10: Vindlast på bærekabler

Den største verdien av vindlasten på bærekablene $f_D = 1115\text{N/m}$ brukes, som en konservativ forenkling. Inkludert tilleggslasten fra hengestenger og hengestangfester blir vindlasten på hver bærekabel $f_D = 1293\text{N/m}$.

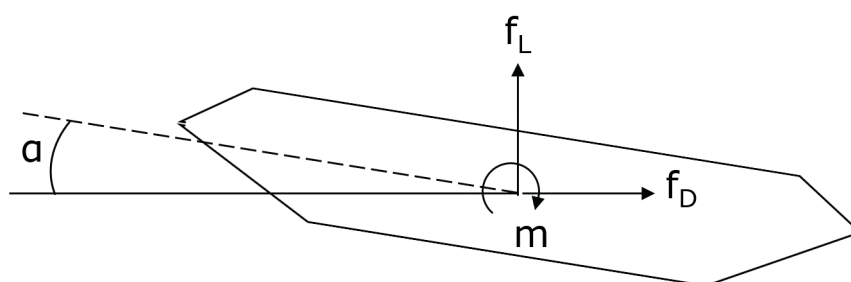
3.3.6 Avstivningsbærer

Vindlasten på avstivningsbæreren bestemmes av ligning 3.9, 3.10 og 3.11, der figur 3.3 viser retningen på de ulike lastene. Formfaktorene er bestemt ved vindtunnelforsøk og gitt i tabell 3.11.^[10] Virkningen av vindlast på rekkverk, ledeskovler og utenpåliggende stiver blir tatt hensyn til ved å anta en høyde $H = 3.33\text{m}$. Bredden $B = 18.3\text{m}$. Da det kun tas hensyn til statisk vind settes vinkelen $\alpha = 0$.

$$f_D = (C_D + a \cdot C'_D) \cdot q_p \cdot H \quad (3.9)$$

$$f_L = (C_L + a \cdot C'_L) \cdot q_p \cdot B \quad (3.10)$$

$$m = (C_M + a \cdot C'_M) \cdot q_p \cdot B^2 \quad (3.11)$$



Figur 3.3: Vindlast på avstivningsbærer

	Downstream	Upstream
C_D	0.749	0.806
C_L	-0.254	-0.221
C'_L	2.502	2.254
C_M	0.004	-0.003
C'_M	0.859	0.783

Tabell 3.11: Formfaktorer for vindlast på avstivningsbærer

Som en forenkling brukes vindkasthastighetstrykket ved kote 50 gitt i tabell 3.2. Avstivningsbæreren blir kun påvirket av vind i tversgående retning. De største verdiene for formfaktorene C_D , C_L og C_M benyttes. Vindlasten på avstivningsbæreren, inkludert tilleggslasten fra hengestenger og hengestangfester, er gitt i tabell 3.12.

	Verdi	Enhet
f_D	5087	N/m
f_L	-8178	N/m
m	2357	Nm/m

Tabell 3.12: Vindlast på avstivningsbærer

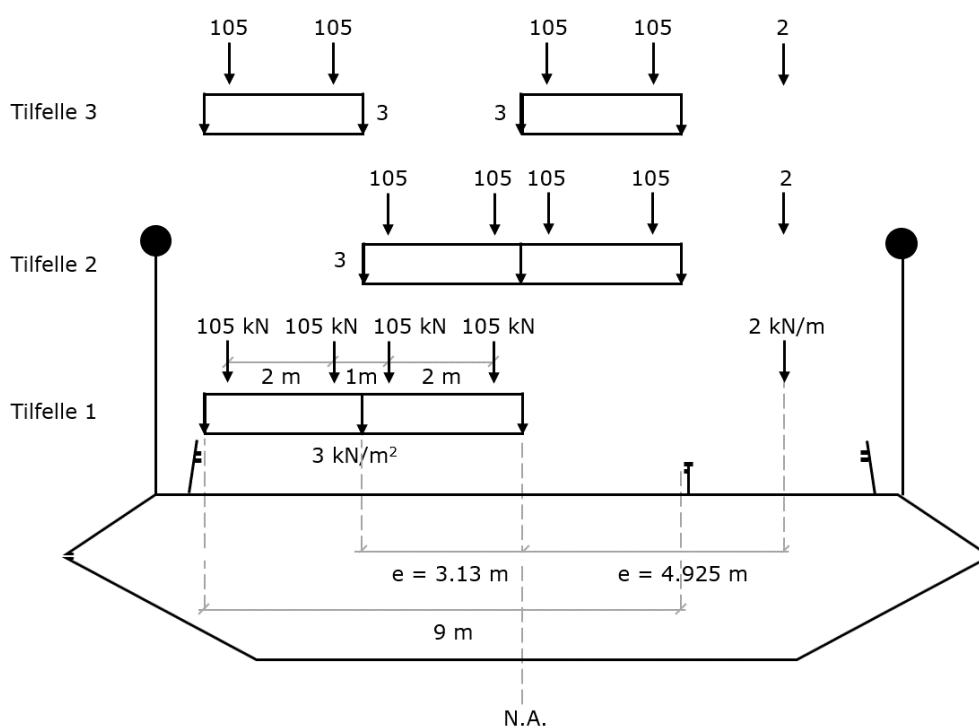
3.4 Trafikklast

Beregninger av trafikklast er utført i samsvar med Håndbok N400, som var gjeldende for beregning av trafikklast på brukonstruksjoner da Hardangerbrua ble dimensjonert.^[20] I tillegg er beregningene utført i samsvar med Eurokode 1, som er gjeldende til dags dato.^[21] Den mest konservative vindlasten fra disse beregningene er benyttet i modellene. Vedlegg C gir en utfyllende beregning av trafikklasten etter Eurokode 1.

3.4.1 Beregninger etter Håndbok N400

Brua har to kjørefelt med føringsbredde på tilsammen 9 meter og gangbane med føringsbredde på 3.25 meter. Brua dimensjoneres for lasttype V1 ettersom dette er den eneste av lastene V1, V2 og V3 med fordelt last, og som på grunn av bruas store lengde vil gi det mest ugunstige lasttilfellet med hensyn på brutårnene. Avstivningsbærerens tverrsnitt dimensjoneres symmetrisk, som gjør at gangbanen også dimensjoneres som kjørebane. Derfor er det ikke nødvendig å ta hensyn til gangbanelastene $G1$, $G2$ og $G3$. Likevel skal det tas hensyn til en gangbanelast på 2 kN/m som opptrer samtidig som trafikklast på kjørebanen.

Lasttype V1 består av en jevnt fordelt last på 3 kN/m^2 per lastfelt og tre aksellaster à 210 kN per lastfelt med avstand ≥ 2.5 meter og ≥ 6.0 meter. Lasten på 3 kN/m^2 er jevnt fordelt over lastfeltets bredde. Den beregningsmessige bredden av et kjørefelt er 3 meter. Dermed er det teoretisk sett plass til tre kjørefelt på brua. Antall lastfelt skal høyst være lik antall kjørefelt som er forutsatt for brua. Altså er det to lastfelt i tillegg til gangbanelasten. Dette gir tre ulike lasttilfeller for V1, vist på figur 3.4. Tilfelle 1 gir størst moment om bruas lengderetning, og blir dermed det dimensjonerende lasttilfellet. På grunn av bruas store lengde neglisjeres avstandene mellom aksellastene i lengderetning, og disse betraktes heller som en enhetlig punktlast. Bremselasten $B = 500\text{ kN}$ virker i bruas lengderetning. Sidelasten S , som skyldes skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy, sidestøt og lignende, skal settes til 25% av bremselasten. Altså er sidelasten $S = 125\text{ kN}$ og virker i bruas tverretning. Tabell 3.13 gir en oversikt over trafikklastene.



Figur 3.4: Lasttilfeller for lasttype V1

Lasttype	Verdi	Enhet
Fordelt last i V1	20000	N/m
Punktlast i V1	1260000	N
Moment fra fordelt last i V1	46490	Nm/m
Moment fra punktlast i V1	3943800	Nm
Bremselast B	500000	N
Sidelast S	125000	N

Tabell 3.13: Trafikklaster

3.4.2 Beregninger etter Eurokode 1

Kjørefeltenes føringsbredde på tilstammen 9 meter deles opp i tre lastfelt på 3 meter hver seg. I tillegg er det et gangbanefelt på 3.25 meter. Brua dimensjoneres for lastmodell LM1, som består av en jevnt fordelt last q_{ik} og to aksellaster Q_{ik} i hvert lastfelt. Verdiene av disse er gitt i tabell 3.14. Gangbanefeltet på 3.25 meter går under kategorien "andre lastfelt".

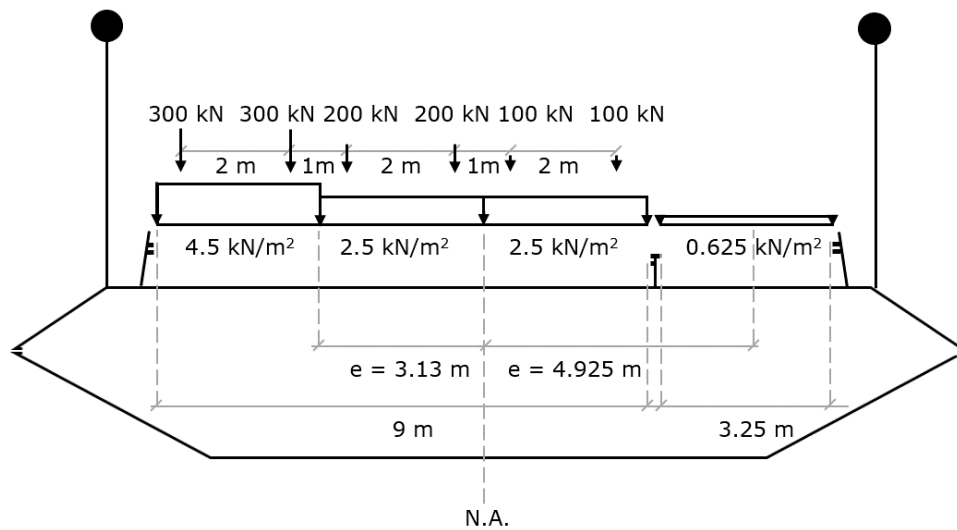
Lastfelt	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Lastfelt 1	300	9
Lastfelt 2	200	2.5
Lastfelt 3	100	2.5
Andre lastfelt (q_{fk})	0	2.5
Resterende område (q_{rk})	0	2.5

Tabell 3.14: Karakteristiske verdier av laster i lastmodell 1

Lastene multipliseres med justeringsfaktorene a_{qi} for de jevnt fordelte lastene og a_{Qi} for aksellastene. Disse er bestemt i henhold til nasjonalt tillegg og lovdatas forskrift for trafikklast på bruer,^[22] og gitt i tabell 3.15. Justeringsfaktoren a_{fk} gjelder gangbanelast. Figur 3.5 viser en oversikt over trafikklastene.

Justeringsfaktor	Verdi
a_{q1}	0.5
a_{q2}	1.0
a_{q3}	1.0
a_{fk}	0.25
a_{qr}	0
a_{Q1}	1.0
a_{Q2}	1.0
a_{Q3}	1.0

Tabell 3.15: Justeringsfaktorer



Figur 3.5: Lasttilfeller for lasttype LM1

Bremselasten Q_{lk} bestemmes av ligning 3.12, der L er lengden av dekket eller deler av det, avhengig av hvor stor del av det som belastes. Sidelasten Q_{trk} settes til 25% av bremselasten. Dersom hele lengden av brua belastes gir dette en bremselast $Q_{lk} = 900kN$ og sidelast $Q_{trk} = 225kN$.

$$Q_{lk} = 0.6a_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.1a_{q1}q_{1k}w_lL \quad 180a_{Q1}(kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN) \quad (3.12)$$

På samme måte som i beregningen etter Håndbok N400, plasseres lastene i lastmodell LM1 ugunstig over bredden for å oppnå det største momentet om bruas lengderetning. Plasseringen er vist på figur 3.5. I tillegg neglisjeres avstanden mellom aksellastene i lengderetning, og disse betraktes som en enhetlig punktlast. Tabell 3.16 gir en oversikt over trafikklasterne.

Lasttype	Verdi	Enhet
Fordelt last i LM1	30531	N/m
Punktlast i LM1	1200000	N
Moment fra fordelt last i LM1	54451	Nm/m
Moment fra punktlast i LM1	3156000	Nm
Bremselast Q_{lk}	900000	N
Sidelast Q_{trk}	225000	N

Tabell 3.16: Trafikklaster

Beregningen etter Eurokode 1 gir den mest konservative trafikklasten og brukes derfor i modellene. Den fordelte lasten plasseres med hensyn på hva som er mest ugunstig for brutårnene. For å få størst mulig horisontal kraft i toppen av brutårnene plasseres den derfor langs hele avstivningsbæreren. Punktlastene i $LM1$ samt bremselast Q_{lk} og sidelast Q_{trk} plasseres midt på brua. Disse lastene er små i forhold til den fordelte lasten i $LM1$ og den mest ugunstige plasseringen med hensyn på brutårnene undersøkes derfor ikke videre.

4 Lastkombinasjoner

Beregninger av lastkombinasjonene er utført i samsvar med Eurokode.^[23] Hver lastkombinasjonen beregnes med hensyn på det mest ugunstige tilfellet for brutårnene. Lastkombinasjonene omtales utifra tilstanden brua er i, altså byggetilstand eller ferdigtilstand, og hvilken retning vinden har. Figur 4.1 gir verdier av lastfaktorer, og figur 4.2 gir verdier av ψ -faktorer for veibruer. Tabell 4.1, 4.2 og 4.3 gir lastfaktorene som benyttes i de ulike tilfellene.

Tabell NA.A2.4(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{Q,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{Q,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{Q,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{Q,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
<p>MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførsel er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flyteledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.</p> <p>MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med γ- og ξ-verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:</p> <p>$\gamma_{Q,sup}$ = 1,35 for permanent last, untatt de som er listet under ^{1) 2)} 1,00 for irreversible deformasjonslaster ³⁾ 1,20 for permanent del av vanntrykk</p> <p>$\gamma_{Q,inf}$ = 1,0 for permanent last ^{1) 2)} 0 for irreversible deformasjonslaster ³⁾ 1,0 for vanntrykk</p> <p>ξ = 0,89 for egenvekt ¹⁾</p> <p>γ_p = verdier gitt i de aktuelle Eurokodene ⁴⁾</p> <p>γ_Q = 1,35 for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,5 for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes $\gamma_Q = 1,2$</p> <p>γ_Q = 1,60 for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,20 for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,35 for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>γ_Q = 1,50 for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)</p> <p>¹⁾ Disse verdiene gjelder for egenvekt av bærende og ikke-bærende konstruksjonsdeler, ballast, jord, flyttbare laster osv.</p> <p>²⁾ De karakteristiske verdiene for laster av samme opprinnelse, for eksempel egenvekt, multipliseres med $\gamma_{Q,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{Q,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. Dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.</p> <p>³⁾ Irreversible deformasjonslaster kan være bl.a. differansesetning, kryp og svinn. For γ-verdier for svinn vises til NS-EN 1992-1-1. Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for eventuelle øvrige γ-verdier som skal brukes for påførte deformasjoner. Irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med dersom de har ugunstig virkning.</p> <p>⁴⁾ Der dette er aktuelt, gjelder verdiene også for indirekte virkninger av spennkrefter, dvs. som tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner.</p> <p>MERKNAD 3 Jf. fotnote 2 over. Se også A2.3.1 (2).</p> <p>MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_Q og $\gamma_{Q,i}$ igjen deles inn i verdiene γ_Q og $\gamma_{Q,i}$ og modellens usikkerhetsfaktor γ_{SD}. En verdi for γ_{SD} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan normalt benyttes.</p> <p>Mer detaljerte regler for dette kan gis for det enkelte prosjekt.</p> <p>MERKNAD 5 For laster fra vann som ikke er dekket i denne tabellen eller av NS-EN 1997 (f.eks. rennende vann), kan lastkombinasjonene som skal brukes, angis for det enkelte prosjekt.</p>					

Figur 4.1: Dimensjonerende verdier for laster^[23]

Tabell NA.A2.1 – Verdier av ψ -faktorer for vegbruer

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{5)}$	$\psi_{1,intq}^{1)}$	
Trafikklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a (LM1 + horisontale laster + laster på gangbaner/fortau)	Boggilast (BL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Jevnt fordelt last (JFL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbaner/fortau ²⁾	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr1b (enkel aksling)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr2 (horisontale krefter)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		gr3 (laster på gangbaner/fortau)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr4 (LM4 – Laster fra ansamling av mennesker)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
	gr5 (LM3 – Spesialkjøretøyer)	-	-	-	-	
Vindkrefter	F_{wk} - Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,8	0/0,5	0,8	
	F_{wk} - Under utførelse	0,8	-	-	-	
	F_w^*	0,7	0,8	0/0,5	0,8	
Temperatur ⁴⁾	T_k	0,7	0,8	0/0,5	0,8	
Snølaster	$Q_{Sn,k}$ - På tak o.l.	0,7	0,8	0,2/0,5	0,8	
	$Q_{Sn,k}$ - Under utførelse	0,8	-	-	-	
Laster i byggetilstand	Q_0	1,0	-	1,0	-	
Istrykk	-	0,7	0,8	0/0,5	0,8	
Bølger og strøm	-	0,7	0,8	0/0,5	0,8	
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,8	0/0,5	0,8	
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,8	0/0,5	0,8	
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,8	0/0,5	0,8	
Øvrige variable laster	-	0,7	0,8	0/0,5	0,8	

¹⁾ $\psi_{1,intq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.
²⁾ Kombinasjonsverdien for laster på gangbaner/fortau angitt i tabell 4.4a i NS-EN 1991-2, er en redusert verdi, og ψ -faktorene gjelder for denne verdien.
³⁾ Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).
⁴⁾ Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.
⁵⁾ Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Figur 4.2: Verdier av ψ -faktorer for vegbruer^[23]

Ligning 6.10 b			
Lasttype	Last	Lastfaktor	Verdi
Permanent last	Egenlast	$\xi Y_{G,sup}$	1.20
Dominerende variabel last	Vindlast	$Y_{Q,1}$	1.60

Tabell 4.1: Lastfaktorer for byggetilstand med langs- eller tversgående vind

Ligning 6.10 a			
Lasttype	Last	Lastfaktor	Verdi
Permanent last	Egenlast	$Y_{G,sup}$	1.35
Dominerende variabel last	Vindlast	$Y_{Q,1} \psi_{0,1}$	1.12
Øvrig variabel last	Trafikklast	$Y_{Q,2} \psi_{0,2}$	0.95

Tabell 4.2: Lastfaktorer for ferdigtilstand med langsgående vind

Ligning 6.10 b			
Lasttype	Last	Lastfaktor	Verdi
Permanent last	Egenlast	$\zeta Y_{G,sup}$	1.20
Dominerende variabel last	Vindlast	$Y_{Q,1}$	1.60
Øvrig variabel last	Trafikklast	$Y_{Q,2} \psi_{0,2}$	0

Tabell 4.3: Lastfaktorer for ferdigtilstand med tversgående vind

Som nevnt i kapittel 3.2 beregnes egenlasten for de ulike konstruksjonsdelene automatisk av Abaqus, ved forutsetning av at massetettheter for materialene og en gravitasjonslast er lagt inn i programmet. Gravitasjonslasten består av tyngens akselerasjon multiplisert med lastfaktor. Denne er 11.772 m/s^2 i byggetilstand med langsgående vind og tversgående vind, og ferdigtilstand med tversgående vind, og 13.2435 m/s^2 i ferdigtilstand med langsgående vind. Punktlastene fra egenlasten til øverste 15 meter av brutårnene legges inn manuelt i Abaqus. Det samme gjelder vindlast og trafikklast. Tabell 4.4 til 4.7 gir de dimensjonerende vind- og trafikklastene, samt punktlastene fra egenlasten, for de ulike lastkombinasjonene.

Konstruksjonsdel	Kote	Last	Retning	Verdi	Enhet
Brutårnbein	7 - 50	Vind	H	22247	N/m
	50 - 75	Vind	H	21590	N/m
	75 - 100	Vind	H	21277	N/m
	100 - 125	Vind	H	21048	N/m
	125 - 150	Vind	H	20750	N/m
	150 - 175	Vind	H	20564	N/m
	175 - 187.5	Vind	H	22496	N/m
	187.5	Vind	H	337443	N
	187.5	Egen	V	-2267626	N
Rigler	42.85	Vind	H	25362	N/m
	95.82	Vind	H	32178	N/m
	182	Vind	H	27194	N/m

Tabell 4.4: Dimensjonerende laster i byggetilstand med langsgående vind

Konstruksjonsdel	Kote	Last	Retning	Verdi	Enhet
Brutårnbein	7 - 50	Vind	H	37764	N/m
	50 - 75	Vind	H	31397	N/m
	75 - 100	Vind	H	27791	N/m
	100 - 125	Vind	H	25606	N/m
	125 - 150	Vind	H	24661	N/m
	150 - 175	Vind	H	24787	N/m
	175 - 187.5	Vind	H	25324	N/m
	187.5	Vind	H	379854	N
	187.5	Egen	V	-2267626	N

Tabell 4.5: Dimensjonerende laster i byggetilstand med tversgående vind

Konstruksjonsdel	Kote	Last	Retning	Verdi	Enhet
Brutårnbein	7 - 50	Vind	H	14791	<i>N/m</i>
	50 - 75	Vind	H	14081	<i>N/m</i>
	75 - 100	Vind	H	13692	<i>N/m</i>
	100 - 125	Vind	H	13398	<i>N/m</i>
	125 - 150	Vind	H	13070	<i>N/m</i>
	150 - 175	Vind	H	12844	<i>N/m</i>
	175 - 187.5	Vind	H	12967	<i>N/m</i>
	187.5	Vind	H	194507	<i>N</i>
	187.5	Egen	V	-2551080	<i>N</i>
Rigler	42.85	Vind	H	19595	<i>N/m</i>
	95.82	Vind	H	24862	<i>N/m</i>
	182	Vind	H	21011	<i>N/m</i>
Avstivningsbærer	-	Trafikk LM1	V	28852	<i>N/m</i>
	-	Trafikk LM1	V	1134000	<i>N</i>
	-	Trafikk LM1	M	51466	<i>Nm/m</i>
	-	Trafikk LM1	M	2982420	<i>Nm</i>
	-	Trafikk Q_{lk}	H	850500	<i>N</i>
	-	Trafikk Q_{trk}	H	212625	<i>N</i>

Tabell 4.6: Dimensjonerende laster i ferdigtilstand med langsgående vind

Konstruksjonsdel	Kote	Last	Retning	Verdi	Enhet
Brutårnbein	7 - 50	Vind	H	41682	<i>N/m</i>
	50 - 75	Vind	H	34655	<i>N/m</i>
	75 - 100	Vind	H	30675	<i>N/m</i>
	100 - 125	Vind	H	28262	<i>N/m</i>
	125 - 150	Vind	H	27220	<i>N/m</i>
	150 - 175	Vind	H	27359	<i>N/m</i>
	175 - 187.5	Vind	H	27951	<i>N/m</i>
	187.5	Vind	H	419265	<i>N</i>
	187.5	Egen	V	-2267626	<i>N</i>
Bærekabel	-	Vind	H	2069	<i>N/m</i>
Avstivningsbærer	-	Vind	H	8139	<i>N/m</i>
	-	Vind	V	-13084	<i>N/m</i>
	-	Vind	M	3771	<i>Nm/m</i>

Tabell 4.7: Dimensjonerende laster i ferdigtilstand med tversgående vind

5 Lamellmetoden

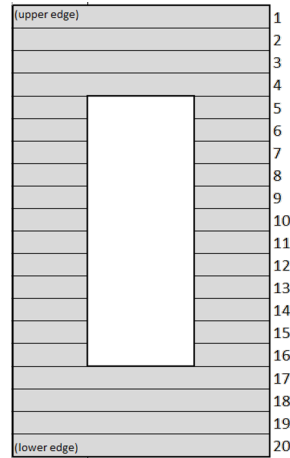
5.1 Lamellmetodens virkemåte

Lamellmetoden er programmert i Microsoft Office Excel. Programmet beregner krumning av et tverrsnitt ved forskjellige momenter og konstant aksialkraft, og plotter et moment-krumningsdiagram.

Programmet lar brukeren fylle inn material- og tverrsnittsegenskaper som er nødvendig for beregningene, vist på figur 5.1. Betongtverrsnittet deles opp i 20 lameller, vist på figur 5.2. For brutårnets tverrsnitt settes lamellhøyden til en fjerdedel av veggtykkelsen inntil der tverrsnittet blir hult. Der tverrsnittet blir hult settes lamellhøyden til en tolvdel av veggthøyden. Angrepspunktet settes i midten av hver lamell. Høyden h_i representerer høyden som angrepspunktet til lamellen ligger på. Den vertikale koordinaten y_i representerer avstanden fra tyngdepunktsaksen til angrepspunktet til hver lamell. Med symmetrisk tverrsnitt og armering ligger tyngdepunktsaksen i midten av tverrsnittet. Dette gir koordinaten $y_i = h_i - h/2$. Arealet av hver lamell A_i beregnes ved å multiplisere bredden og høyden til hver lamell. Utifra overdekningen til armeringen, beregnes høyden h_i og koordinaten y_i for angrepspunktet til armeringen på tilsvarende måte som for betongen.

		Kommentarer
Tverrsnittsdata		
Bredde, b [mm]	<input type="text"/>	
Høyde, h [mm]	<input type="text"/>	
Betongoverdekning i trykksone, c' [mm]	<input type="text"/>	
Betongoverdekning i strekksone, c [mm]	<input type="text"/>	
Effektiv høyde, d [mm]	0	
Trykkarmeringsdiameter, Ø' [mm]	<input type="text"/>	
Antall armeringsjern	<input type="text"/>	
Trykkarmeringsareal, A _s ' [mm ²]	0,00	
Strekkarmeringsdiameter, Ø [mm]	<input type="text"/>	
Antall armeringsjern	<input type="text"/>	
Strekkarmeringsareal, A _s [mm ²]	0,00	
Armeringsstål		
Elastisitetsmodul, E _s [N/mm ²]	<input type="text"/>	
Flytespenning, f _{yd} [N/mm ²]	<input type="text"/>	
Tøyningshardningsfaktor, k	<input type="text"/>	
Tøyning ved største last, ε _{uk}	<input type="text"/>	
Betong i trykk (parabel-rektangel modell)		
Dimensjonerende sylindrefastet, f _{cd} [N/mm ²]	<input type="text"/>	
Karakteristisk sylindrefastet, f _{ck} [N/mm ²]	0	
Elastisitetsmodul, E _{cm} [N/mm ²]	0	
Tøyning ved største spenning, ε _{c2}	<input type="text"/>	
Tøyningsgrense, ε _{cu2}	<input type="text"/>	
Ekspont, n	<input type="text"/>	
Betong i strekk (rigid-plastisk modell)		
Residual bøyningstrekkspenning ved CMOD 2,5 mm, f _{R,s} [N/mm ²]	<input type="text"/>	
σ ₁ : Største strekkspenning, f _{ftw} [N/mm ²]	0,00	
ε ₁ : Største strekkøying	<input type="text"/>	

Figur 5.1: Input-side i lamellmetodeprogrammet



Figur 5.2: Tverrsnitt i lamellmetodeprogrammet

Programmet har en fast startverdi for tøyningen i bunnen av tverrsnittet ε_{cL} , som øker med en gitt verdi for hver iterasjon. For hver iterasjon beregnes tøyningen i toppen ε_{cU} slik at den totale aksialkraften i tverrsnittet er lik en verdi bestemt av brukeren. Trykksonehøyden ad og kurvaturen κ bestemmes av henholdsvis ligning 5.1 og 5.2. Med denne informasjonen beregnes tøyning ε_i , spenning σ_i , aksialkraft N_i og moment M_i i hver lamell, gitt i ligning 5.3 til 5.7.

$$ad = \frac{|\varepsilon_{cU}|}{\varepsilon_{cL} - \varepsilon_{cU}} \cdot h \quad (5.1)$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{cL} - \varepsilon_{cU}}{h} \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_{si} = \kappa(h - ad - h_i) \quad (5.3)$$

$$\sigma_{ci} = \begin{cases} \text{brudd} & \text{for } \varepsilon_{ci} < -\varepsilon_{cu2} \\ -f_{cd} & \text{for } \varepsilon_{ci} \leq -\varepsilon_{c2} \\ -f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{ci}}{-\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{for } \varepsilon_{ci} < 0 \\ 0 & \text{for } \varepsilon_{ci} \leq \varepsilon_1 \\ \text{brudd} & \text{for } \varepsilon_{ci} > \varepsilon_1 \end{cases} \quad (5.4)$$

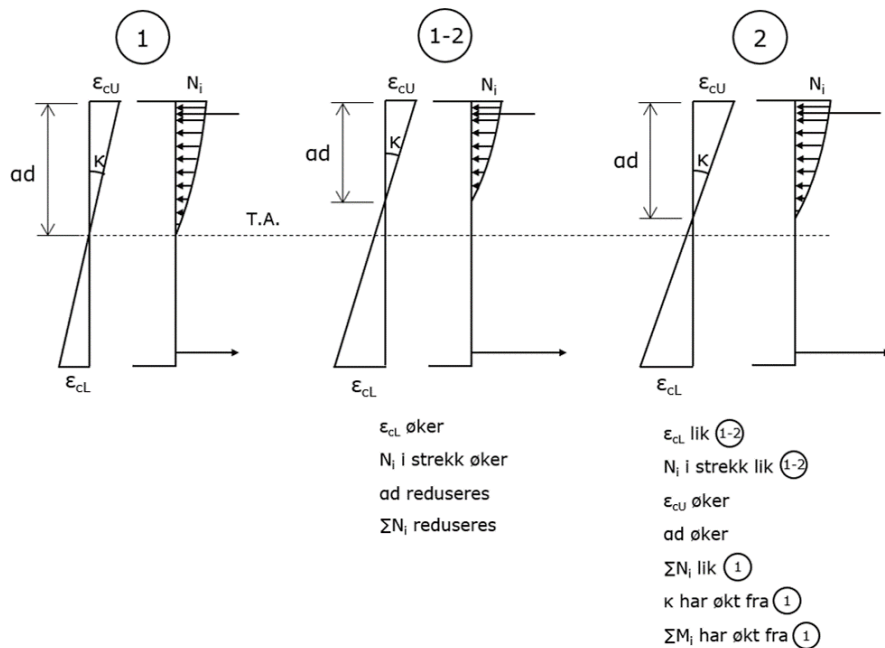
$$\sigma_{si} = \begin{cases} E_s \varepsilon_{si} & \text{for } |\varepsilon_{si}| < \frac{f_{yd}}{E_s} \\ f_{yd} + \frac{k \cdot f_{yd} - f_{yd}}{\frac{f_{yd}}{E_s} - \varepsilon_{ud}} \cdot \left(\frac{f_{yd}}{E_s} - \varepsilon_{si} \right) & \text{for } \varepsilon_{si} > \frac{f_{yd}}{E_s} \\ f_{yd} - \frac{k \cdot f_{yd} - f_{yd}}{\frac{f_{yd}}{E_s} - \varepsilon_{ud}} \cdot \left(\frac{f_{yd}}{E_s} + \varepsilon_{si} \right) & \text{for } \varepsilon_{si} < -\frac{f_{yd}}{E_s} \end{cases} \quad (5.5)$$

$$N_i = \sigma_i \cdot A_i \quad (5.6)$$

$$M_i = N_i \cdot y_i \quad (5.7)$$

Figur 5.3 gir en visuell framstilling av hvordan programmet fungerer. Når tøyningen i bunnen øker, øker også aksialkraften i strekkarmeringen. Trykksonehøyden reduseres, hvilket fører til at tøyningen i toppen må økes for å oppnå den bestemte verdien av den totale aksialkraften. Som følge av dette vil trykksonehøyden øke igjen. Når tøyningene i ytterpunktene øker, øker også kurvaturen. Større tøyninger fører også til større krefter, som gjør at det totale momentet øker. Kurvaturen som oppnås ved den tøyningen som gir aksialkraft og moment som svarer til aksialkraften og momentet ved en bestemt støpeetappe på brutårnet, benyttes videre til å regne ut en fiktiv elastisitetsmodul. Elastisitetsmodulen beregnes utifra moment-krumningsrelasjonen, gitt i ligning 5.8.

$$E = \frac{M}{I \cdot \kappa} \quad (5.8)$$



Figur 5.3: Visuell framstilling av lamellmetoden

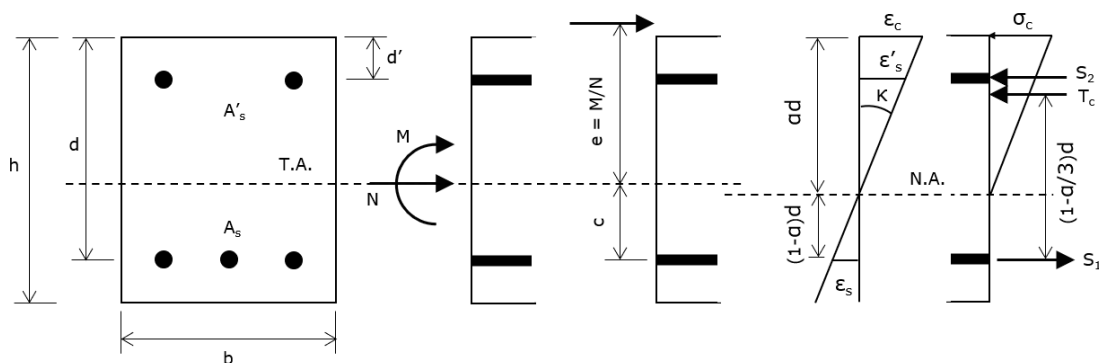
5.2 Verifikasjon av lamellmetoden i bruksgrensetilstand

For å verifisere lamellmetoden i bruksgrensetilstand gjøres det en sammenligning av resultater fra lamellmetoden med metoden i kapittel 5.2.8 i boken Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen, heretter kalt metode A.^[24] Metode A tar for seg å finne krumningen til et vilkårlig rektangulært tverrsnitt med samtidig påkjenning av moment og aksialkraft i bruksgrensetilstand. Følgende beregningsforutsetninger gjøres:

- Betong i trykk og stål er lineært elastiske materialer som følger Hooke's lov
- Betong har ingen strekkfasthet
- Plane tverrsnitt forblir plane
- Tøyningene er lineære over høyden av tverrsnittet
- Full heft mellom betong og armering

5.2.1 Metode A

Figur 5.4 viser et tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft. Først beregnes uttrykket i ligning 5.9 ved aksiallikevekt i tverrsnittet, og uttrykket i ligning 5.10 ved momentlikevekt om strekkarmeringens tyngdepunkt. Ved å sette disse uttrykkene lik hverandre, beregnes et tredjegradspolynom med a som ukjente parameter, gitt i ligning 5.11. Utledningen av ligning 5.11 er gitt i Vedlegg D.



Figur 5.4: Tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft

$$\frac{N}{bd\sigma_c} = \frac{1}{2}a + (\eta - 1)\rho' \frac{a - d'/d}{a} - \eta\rho \frac{1 - a}{a} \quad (5.9)$$

$$\frac{N}{bd\sigma_c} = \frac{d}{e + c} \left[\frac{1}{2}a \left(1 - \frac{a}{3} \right) + \frac{a - d'/d}{a} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) (\eta - 1)\rho' \right] \quad (5.10)$$

$$a^3 + a_2 a^2 + a_1 a + a_0 = 0 \quad \text{der}$$

$$a_2 = A \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{d}{e+c} \right]$$

$$a_1 = A \left[\eta \rho + (\eta - 1) \rho' - \frac{d}{e+c} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) (\eta - 1) \rho' \right] \quad (5.11)$$

$$a_0 = A \left\{ \left[\frac{d}{e+c} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) - 1 \right] (\eta - 1) \rho' \frac{d'}{d} - \eta \rho \right\}$$

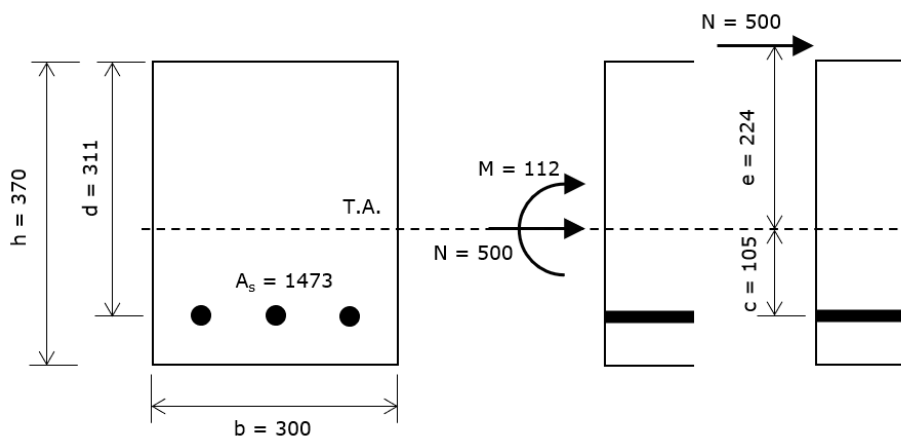
$$A = \frac{6(e+c)}{d}$$

Verdien for a beregnes med Microsoft Office Excel og settes inn i ligning 5.9 eller 5.10. Disse skal gi det samme resultatet. Deretter løses en av ligningen med hensyn på spenningen σ_c , og σ_c settes inn i ligning 5.12 for å beregne krumningen.

$$\kappa = \frac{\sigma_c / E_{c,middel}}{ad} \quad (5.12)$$

Eksempelverrsnittet som sammenlignes med lamellmetoden er vist i figur 5.5. Elastisetsmodulen til armeringen $E_s = 200000 \text{MPa}$ og den midlere elastisetsmodulen til betong settes til $E_{c,middel} = 13530 \text{MPa}$. Dette gir:

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = 14.78 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0158 \quad \rho' = 0 \quad e = \frac{M}{N} = 224 \text{mm}$$

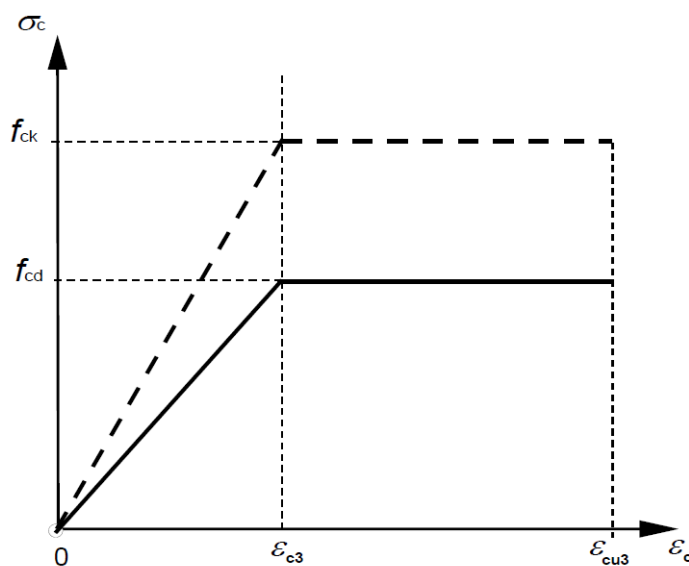


Figur 5.5: Eksempelverrsnitt

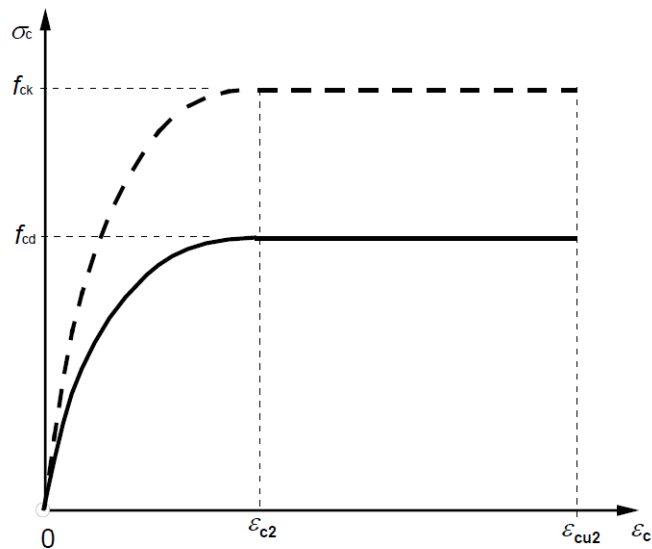
Dette gir følgende resultater:

- $\varepsilon_c = 1.554\text{‰}$
- $\sigma_c = 21.02\text{MPa}$
- $\kappa = 7.085 \cdot 10^{-3}\text{m}^{-1}$

I metode A benyttes bilineær spenning-tøyningssammenheng, mens i lamellmetoden benyttes parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng, vist på henholdsvis figur 5.6 og 5.7. Siden spenningen og elastisitetsmodulen er kjent i metode A, og siden en av beregningsforutsetningene er at betong er lineært elastisk i trykk, kan tøyningen regnes ut med Hooke's lov. Ettersom lamellmetoden benytter parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng, vil de to metodene gi ulik tøyning for den samme spenningen. I tillegg er lamellmetoden avhengig av en fasthet for å kunne beregne krumningen. Det må altså gjøres en tilnærmet konvertering fra bilineær spenning-tøyningssammenheng til parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng. Å finne fastheten er vanskelig, men å finne en tilnærmet øvre-grenseverdi for spenning og tøyning lar seg gjøre.



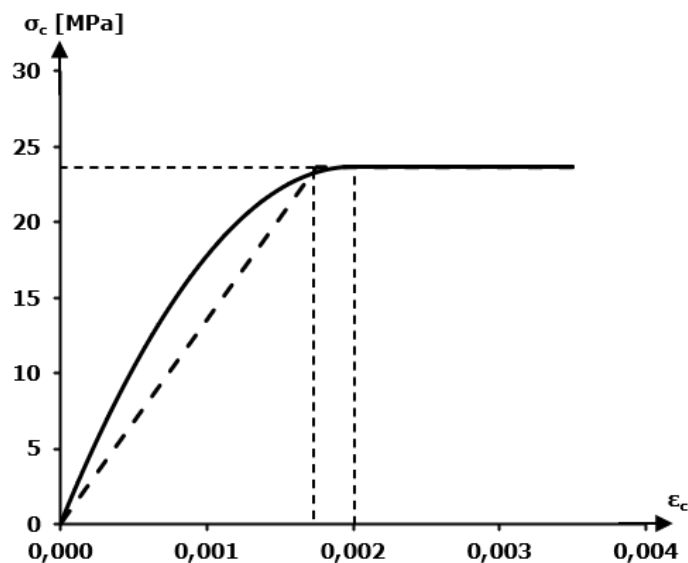
Figur 5.6: Bilineær spenning-tøyningssammenheng^[25]



Figur 5.7: Parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng^[25]

5.2.2 Konvertering fra bilineær til parabel-rektangel s.t.

For å gjøre en tilnærmet konvertering fra bilineær til parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng brukes Hooke's lov til å finne en vilkårlig spenning σ på de to kurvene, der tøyningen er kjent i begge tilfeller. Den vilkårlige spenningen beregnes ved å bruke tøyningssverdien $\epsilon_{c3} = 0.00175$ til fastheten f_{cd} på den bilineære kurven. Med $E = 13530\text{MPa}$ blir spenningen $\sigma = 23.6775\text{MPa}$. Spenningen settes som en øvre-grenseverdi på parabel-rektangel-kurven der tøyningen $\epsilon_{c2} = 0.002$. Mindre tøyninger på parabel-rektangel-kurven gir spenninger beregnet utifra ligning 5.4. Figur 5.8 viser spenning-tøyningssammenheng for eksempelet.



Figur 5.8: Spenning-tøyningssammenheng for eksempelet

Det må presiseres at spennings-tøyningssammenhengen i betong i realiteten er ikke-lineær, og at Hooke's lov egentlig kun er gyldig for spenninger opptil $0.4f_{cm}$ (som en tilnærming). Likevel er konverteringsmetoden kontrollert med flere tverrsnitt med ulik armeringsmengde, last og elastisitetsmodul, og vist seg å gi en god nok sammenheng mellom de to spennings-tøyningsskurvene til formålet som er å verifisere lamellmetodens nøyaktighet. Forutsetningen for at metoden kan brukes, er at tøyningene og spenningene i tverrsnittet ikke overstiger øvre-grenseverdiene på henholdsvis $\varepsilon_{c3} = 0.00175$ og $\sigma = 23.6775\text{MPa}$.

5.2.3 Resultater

Resultatene fra lamellmetoden er som følger:

- $\varepsilon_c = 1.194\text{‰}$
- $\sigma_c = 19.83\text{MPa}$
- $\kappa = 5.893 \cdot 10^{-3}\text{m}^{-1}$

Resultatene fra de to metodene er sammenlignet i tabell 5.1.

	Lamellmetoden	Metode A	Avvik lamellmetode vs. metode A
ε_c	1.194	1.554	-23.2%
σ_c	19.83	21.02	-5.7%
κ	5.893	7.085	-16.8%

Tabell 5.1: Resultater fra lamellmetoden og metode A

Resultatene viser at tøyningen i ytterste fiber er mindre i lamellmetoden enn i metode A. Dette er som forventet, da lamellene innover i tverrsnittet i lamellmetoden får større spenninger ved samme tøyninger som i metode A, og dermed gir et større bidrag til styrken av tverrsnittet enn i metode A. Dette skyldes at det benyttes forskjellige spenning-tøyningssammenhenger i de to metodene. Dette gjør også at krumningen blir mindre i lamellmetoden. Spenningen i ytterste fiber er mindre i lamellmetoden enn i metode A. Da spenningen i ytterste fiber er ganske nærme øvre-grenseverdien, er dette å forvente, siden parabel-rektangel spenning-tøyningsskurven ligger under den bilineære kurven i nærheten av øvre-grenseverdien.

Ved å endre formelen for spenning i lamellmetoden, gitt i ligning 5.4, slik at den regner ut spenninger i henhold til Hooke's lov, gir lamellmetoden nøyaktig samme resultat som metode A. Dermed kan det fastslås at lamellmetoden ikke underestimerer verdiene, men at spennings-tøyningssammenhengen i lamellmetoden er mindre konservativ enn i metode A.

5.3 Verifikasjon av lamellmetoden i bruddgrensetilstand

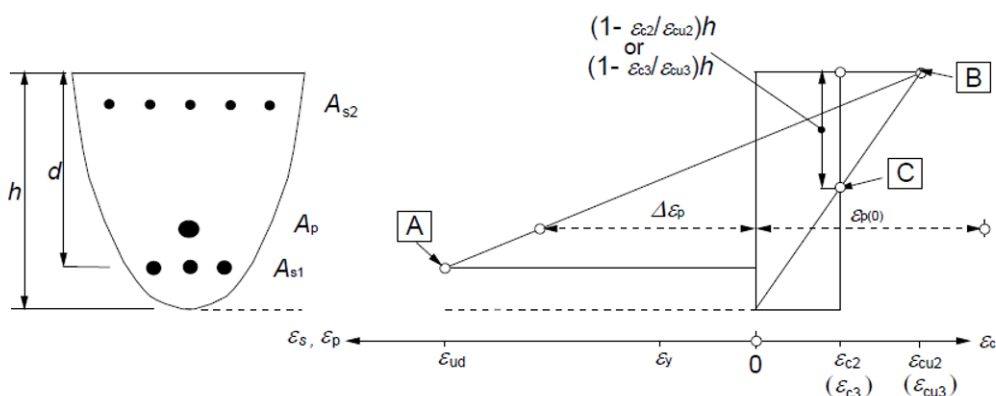
I bruddgrensetilstand er forutsetningen om at betong oppfører seg lineært elastisk i trykk ugyldig, og krumningen kan ikke beregnes på samme måte som i bruksgrensetilstand. Verifikasjonen av lamellmetoden gjøres derfor på en annen måte. Først konstrueres et M-N-diagram for et tverrsnitt med samtidig påkjenning av moment og aksialkraft. Det samme tverrsnittet som ble brukt i 5.2.1 benyttes, men nå er det lagt inn samme mengde trykkarmering som strekkarmering for å gjøre beregningen av M-N-diagrammet enklere. Deretter brukes lamellmetoden til å beregne momenter med gitte aksialkrefter på M-N-kurven. Dersom moment-aksialkraftpunktene fra lamellmetoden ligger innenfor eller på kurven, har lamellmetoden beregnet gyldige verdier for momentkapasiteten. Følgende beregningsforutsetninger gjøres:

- Spennings- og tøyningsegenskaper etter EC2 3.1.7
- Betong har ingen strekkfasthet
- Plane tverrsnitt forblir plane
- Tøyningene er lineære over høyden av tverrsnittet
- Full heft mellom betong og armering

5.3.1 M-N-diagram

I henhold til EC2 6.1(6) er det tre bruddkriterier i bruddgrensetilstanden, vist på figur 5.9.

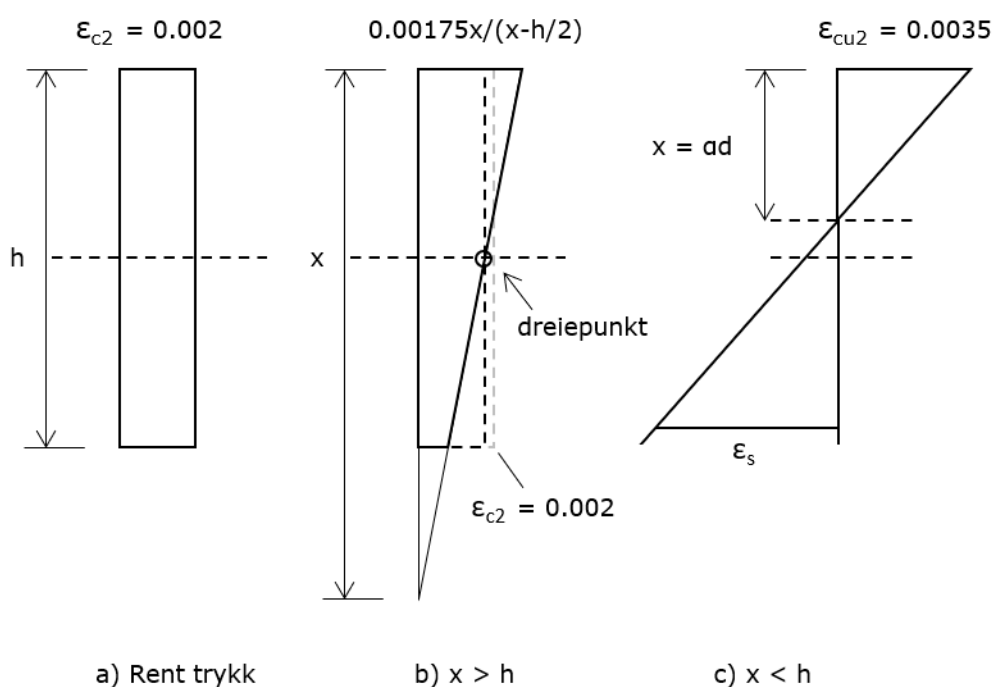
- A - Brudd i armeringen når $\varepsilon_s = \varepsilon_{ud}$
- B - Trykkbrudd i betong når $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2}$ (eller ε_{cu3})
- C - Trykkbrudd i betong ved rent trykk når $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2}$ (eller ε_{c3})



Figur 6.1 – Aktuell tøyningfordeling i bruddgrensetilstanden

Figur 5.9: Aktuell tøyningfordeling i bruddgrensetilstand^[25]

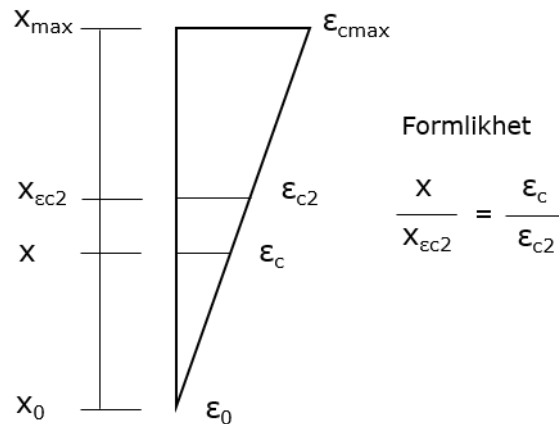
Disse tre bruddkriteriene gir opphav til tre ulike tøyningstilstander, vist på figur 5.10, som er brukt for å utarbeide M-N-diagrammet. For de ulike tøyningstilstandene er det valgt å bruke parabel-rektangel spenning-tøyningforløp, siden dette spenning-tøyningforløpet er brukt i lamellmetoden. Et Matlab-script er utarbeidet for å beregne momentet og aksialkraften ved ulike tøyninger, gitt i Vedlegg E. Det må presiseres at å utføre beregninger av den generelle tøyningstilstanden i b), gir med parabel-rektangel spenning-tøyningforløp et noe konservativt resultat, da det er teoretisk umulig å dreie den lineære tøyningkurven om dreiningspunktet fra tøyningforløpet 0 - 3.5 (bruddkriterie B), til tøyningforløpet 2 - 2 (bruddkriterie C). I tilfeller hvor $x > h$ vil den gjennomsnittlige trykktøyningen være 1.75 istedenfor 2, som gjør at ingen av bruddkriteriene er nådd.



Figur 5.10: Tøyningstilstander i bruddgrensetilstand

EC2 3.1.7 gir spenning-tøyningssammenhengen for betong, gjengitt i ligning 5.13. Dette gir en rektangelformet og en parabelformet sone for betongspenningen. I den rektangelformede sonen beregnes den resulterende betongkraften T_c ved å multiplisere spenningen med tverrsnittsarealet den virker over. Resultantkraften i den parabelformede sonen beregnes ved å integrere spenningen over høyden og multiplisere med bredden. Dette gjøres ved å erstatte tøyningene ϵ_c og ϵ_{c2} med henholdsvis høydene x og $x_{\epsilon_{c2}}$, da disse er proporsjonale verdier. Dette er bevist i figur 5.11. Resultantkraften i den rektangulære sonen og den parabelformede sonen er gitt i henholdsvis ligning 5.14 og 5.15.

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{for } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{for } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases} \quad (5.13)$$



Figur 5.11: Forhold mellom tøyninger og høyder

$$T_c = f_{cd} \cdot b \cdot (x_{max} - x_{\epsilon c2}) \quad (5.14)$$

$$\begin{aligned} T_c &= f_{cd} \cdot b \cdot \int_x^{x_{\epsilon c2}} \left[1 - \left(1 - \frac{x}{x_{\epsilon c2}} \right)^n \right] dx \\ &= f_{cd} \cdot b \cdot \left[\frac{(x_{\epsilon c2} - x) \left(1 - \frac{x}{x_{\epsilon c2}} \right)^n}{n + 1} + x \right]_{x_0}^{x_{\epsilon c2}} \\ &= f_{cd} \cdot b \cdot \left[x_{\epsilon c2} - \frac{(x_{\epsilon c2} - x_0) \left(1 - \frac{x_0}{x_{\epsilon c2}} \right)^n}{n + 1} - x_0 \right] \end{aligned} \quad (5.15)$$

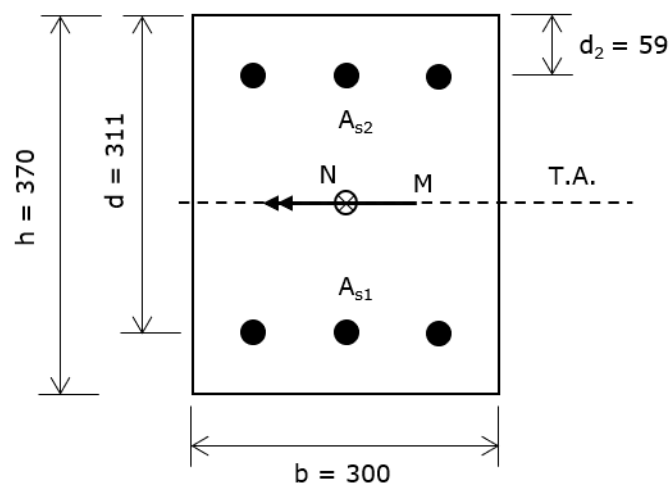
I tøyningstilstand a benyttes kun ligning 5.14 for å finne resultantkraften T_c , mens i b og c adderes ligning 5.14 og 5.15. I tøyningstilstand c er x erstattet med h . Momentarmen fra nøytralaksen til resultantkraften T_c beregnes ved at Matlab-scriptet itererer seg fram til en verdi for momentarmen som gir like stor betongkraft på oversiden og undersiden av armen. Deretter benyttes denne verdien til å beregne momentarmen fra tyngdepunktsaksen.

Tøyningen i armeringen skal i henhold til beregningsforutsetningene beregnes utifra tøyningforløpet til betongen. Resultantkraften i armeringen beregnes utifra ligning 5.16.

$$S = \begin{cases} \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s & \text{for } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \\ f_{yd} \cdot A_s & \text{for } \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} \end{cases} \quad (5.16)$$

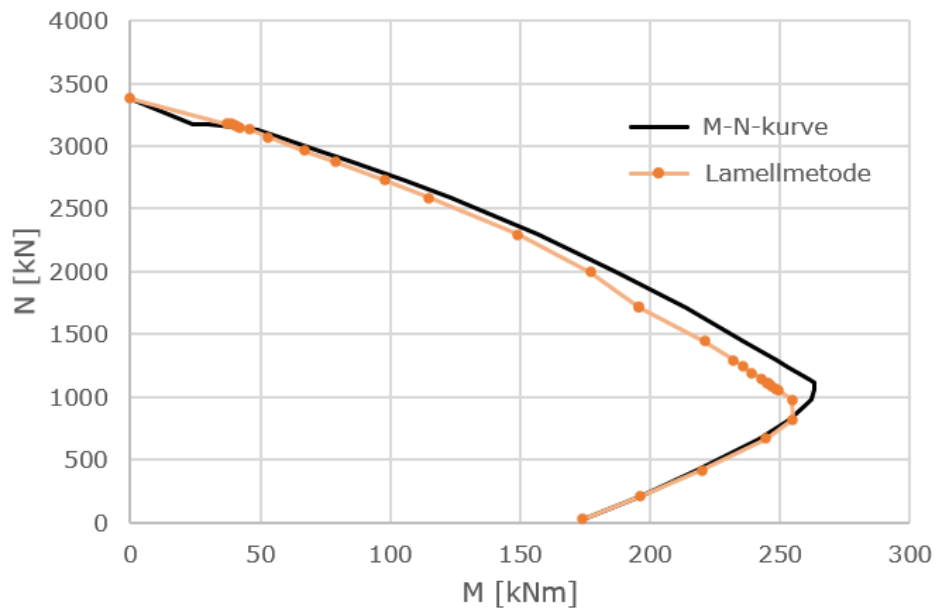
5.3.2 Resultater

Figur 5.12 viser det samme tverrsnittet som i 5.2.1, men med samme mengde trykkarmering som strekkarmering. Legg merke til at tyngdepunktsaksen ligger midt i tverrsnittet. Betongkvalitet B35 og armeringsstål B500NC benyttes.



Figur 5.12: Eksempeltverrsnitt for konstruksjon av M-N-diagram

Tabell 5.2 viser ulike input-verdier i Matlab-scriptet og de resulterende momentene og aksialkreftene. Tabellen viser også momentene beregnet i lamellmetoden med de samme aksialkreftene. Figur 5.13 viser M-N-diagrammet og moment-aksialkraftpunktene fra lamellmetoden.



Figur 5.13: M-N-diagram

Tabell 5.2: Verdier fra Matlab-script og lamellmetoden

M-N-diagram				Lamellmetoden
Tøyningstilstand	Input-verdier	N [kN]	M [kNm]	M [kNm]
a	$\epsilon_c = 2.0\text{‰}$	3380	0	0
b	x = 1200	3179	24	37
b	x = 1100	3175	27	39
b	x = 1000	3170	30	40
b	x = 900	3162	35	41
b	x = 800	3151	40	42
b	x = 700	3132	49	46
b	x = 600	3072	57	53
b	x = 500	2965	73	67
b	x = 450	2873	86	79
b	x = 400	2725	106	98
b	x = 370	2587	123	115
c	$\epsilon_{yd} = 0\text{‰}$	2292	157	149
c	$\epsilon_{yd} = 0.5\text{‰}$	1996	187	177
c	$\epsilon_{yd} = 1.0\text{‰}$	1711	214	196
c	$\epsilon_{yd} = 1.5\text{‰}$	1444	236	221
c	$\epsilon_{yd} = 1.8\text{‰}$	1292	249	232
c	$\epsilon_{yd} = 1.9\text{‰}$	1242	253	236
c	$\epsilon_{yd} = 2.0\text{‰}$	1194	257	239
c	$\epsilon_{yd} = 2.1\text{‰}$	1145	260	243
c	$\epsilon_{yd} = 2.1739\text{‰}$	1110	263.154	245
c	$\epsilon_{yd} = 2.2\text{‰}$	1105	263.160	246
c	$\epsilon_{yd} = 2.3\text{‰}$	1087	263.147	247
c	$\epsilon_{yd} = 2.4\text{‰}$	1070	263.084	248
c	$\epsilon_{yd} = 2.5\text{‰}$	1054	262.975	249
c	$\epsilon_{yd} = 3.0\text{‰}$	977	261.874	255
c	$\epsilon_{yd} = 4.0\text{‰}$	823	254	255
c	$\epsilon_{yd} = 5.0\text{‰}$	670	242	245
c	$\epsilon_{yd} = 7.0\text{‰}$	417	218	220
c	$\epsilon_{yd} = 9.0\text{‰}$	208	196	196
c	$\epsilon_{yd} = 11.0\text{‰}$	26	174	174

Moment-aksialkraftpunktene fra lamellmetoden ligger stort sett innenfor M-N-kurven på figur 5.13, hvilket viser at metoden gir konservative resultater for kombinert aksialkraft og moment. I tabell 5.2 kommer det tydelig fram at momentene før balansepunktet i tøyningstilstand c er mindre enn på M-N-kurven. Den største årsaken til dette er at lamellmetoden kun er en tilnærning av den eksakte løsningen. Tøyningen i hver lamell er et gjennomsnitt av verdien i toppen og i bunnen av lamellen. Det betyr at kraften i betongen alltid vil være mindre enn den eksakte løsningen. Tøyningen i armeringen derimot vil være lik den eksakte løsningen. Når det ikke er flyt i strekkarmeringen må strekkarmeringskraften derfor reduseres for å oppnå tilsvarende aksialkraft som i den eksakte løsningen. Dette kan forklares med at armeringskraften øker raskere med tøyningen enn det betongkraften gjør. Som

et resultat blir momentet fra lamellmetoden mindre enn det eksakte momentet. Derimot når det er flyt i armeringen må kraften i betongen økes for å oppnå tilsvarende aksialkraft, ettersom kraften i armeringen er konstant. Momentet blir dermed større enn det eksakte momentet.

Lamellmetoden har vist seg å gi nøyaktige resultater både i bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand metoden brukes videre i styrkeberegning av brutårn.

6 Styrkeberegning av brutårn

6.1 Konvergenstest av modeller

Før stivhetsberegningen kan gjøres er det viktig at resultatene fra analysen i Abaqus er korrekte. Det krever at konstruksjonsdelene har et fint nok mesh, slik at en økning i antall elementer ikke vil føre til en endringen av resultatene. Resultatene må altså konvergere. Konvergenstesten er gjort for byggetilstand med lastkombinasjonen med langsgående vind og ferdigtilstand med lastkombinasjonen med tversgående vind. Sju støpetapper i et brutårn kontrolleres for aksialkraft, moment og forskyvning.

I byggetilstand er det ingen andre konstruksjonsdeler enn brutårnet. Analysen i Abaqus kjøres med elementstørrelser på 4 meter, 1 meter og 0.1 meter. Resultatene er gitt i tabell 6.1 til 6.3. Endringen er svært liten fra elementstørrelse på 1 meter til 0.1 meter, og for å holde kjøretiden lav velges elementstørrelse på 1 meter for brutårnet.

Tabell 6.1: Konvergenstest av aksialkraft i byggetilstand

Elementstr.	4 m		1 m		0,1 m
	N [MN]	Endring [%]	N [MN]	Endring [%]	N [MN]
1	-79,155	0,982	-79,932	0,012	-79,942
9	-63,768	1,149	-64,501	0,013	-64,509
10	-55,532	1,315	-56,262	0,015	-56,270
23	-36,995	0,173	-37,059	0,017	-37,065
24	-30,567	0,131	-30,607	0,029	-30,616
44	-6,429	4,464	-6,716	0,086	-6,722
45	-3,732	0,268	-3,742	0,166	-3,748

Tabell 6.2: Konvergenstest av moment i byggetilstand

Elementstr.	4 m		1 m		0,1 m
	M [MNm]	Endring [%]	M [MNm]	Endring [%]	M [MNm]
1	667,101	1,146	674,749	0,017	674,863
9	499,259	1,533	506,912	0,019	507,009
10	479,054	1,513	486,304	0,020	486,401
23	243,259	-0,030	243,185	0,021	243,236
24	226,835	-0,045	226,732	0,041	226,824
44	4,198	22,082	5,125	2,126	5,234
45	3,387	-5,108	3,214	-2,627	3,130

Tabell 6.3: Konvergenstest av deformasjon i byggetilstand

Elementstr.	4 m		1 m		0,1 m
Støpeetappe	U [m]	Endring [%]	U [m]	Endring [%]	U [m]
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,223	0,027	0,223	0,002	0,223
10	0,284	0,025	0,284	0,002	0,284
23	1,927	0,011	1,927	0,002	1,927
24	2,120	0,011	2,121	0,001	2,121
44	7,490	-0,001	7,490	0,001	7,490
45	7,795	-0,001	7,795	0,001	7,795

I ferdigtilstand brukes elementstørrelse på 1 meter i brutårnet. Elementstørrelsen i andre konstruksjonsdeler enn brutårnet endres, og aksialkraft, moment og forskyvning i brutårnet sjekkes. Resultatene er gitt i tabell 6.4 og 6.5. Fra elementstørrelse på 10 meter til 1 meter i bærekabler er endringene i aksialkraft, moment og forskyvning i brutårnet svært små. Det samme gjelder avstivningsbærer og dummy-avstivningsbærere. Derfor velges elementstørrelse på 10 meter for bærekabel, avstivningsbærer og dummy-avstivningsbærere, for å holde kjøretiden lav. Øvrige konstruksjonsdeler består kun av ett element, som beskrevet i kapittel 2.4.2.

Tabell 6.4: Konvergenstest mhp. bærekabel i ferdigtilstand

Elementstr.	10 m		1 m		10 m		1 m		10 m		1 m	
	N [MN]	Endring [%]	N [MN]	M [MNm]	Endring [%]	M [MNm]	U [m]	Endring [%]	U [m]	U [m]	Endring [%]	U [m]
1	-141,035	-0,008	-141,024	122,059	0,007	122,068	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	-125,746	-0,009	-125,735	-27,213	0,006	-27,215	0,029	-0,007	0,029	0,029	-0,007	0,029
10	-129,342	-0,009	-129,330	139,112	0,008	139,123	0,032	-0,009	0,032	0,032	-0,009	0,032
23	-110,310	-0,012	-110,297	-70,124	0,011	-70,132	0,090	-0,007	0,090	0,090	-0,007	0,090
24	-131,526	-0,007	-131,517	226,349	0,009	226,369	0,095	-0,007	0,095	0,095	-0,007	0,095
44	-107,684	-0,008	-107,675	-157,614	0,014	-157,636	0,242	-0,003	0,242	0,242	-0,003	0,242
45	-131,523	-0,005	-131,517	226,364	0,002	226,369	0,247	-0,003	0,247	0,247	-0,003	0,247

Tabell 6.5: Konvergenstest mhp. avstivningsbærere i ferdigtilstand

Elementstr.	10 m		1 m		10 m		1 m		10 m		1 m	
	N [MN]	Endring [%]	N [MN]	M [MNm]	Endring [%]	M [MNm]	U [m]	Endring [%]	U [m]	U [m]	Endring [%]	U [m]
1	-141,035	-0,021	-141,005	122,059	0,022	122,086	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	-125,746	-0,024	-125,716	-27,213	-0,011	-27,210	0,029	-0,009	0,029	0,029	-0,009	0,029
10	-129,342	-0,022	-129,314	139,112	0,028	139,151	0,032	-0,008	0,032	0,032	-0,008	0,032
23	-110,310	-0,025	-110,282	-70,124	0,029	-70,144	0,090	-0,007	0,090	0,090	-0,007	0,090
24	-131,526	-0,011	-131,512	226,349	0,047	226,456	0,095	-0,007	0,095	0,095	-0,007	0,095
44	-107,684	-0,015	-107,668	-157,614	0,065	-157,716	0,242	-0,002	0,242	0,242	-0,002	0,242
45	-131,523	0,001	-131,524	226,364	0,030	226,433	0,247	-0,002	0,247	0,247	-0,002	0,247

6.2 Stivhetsberegning

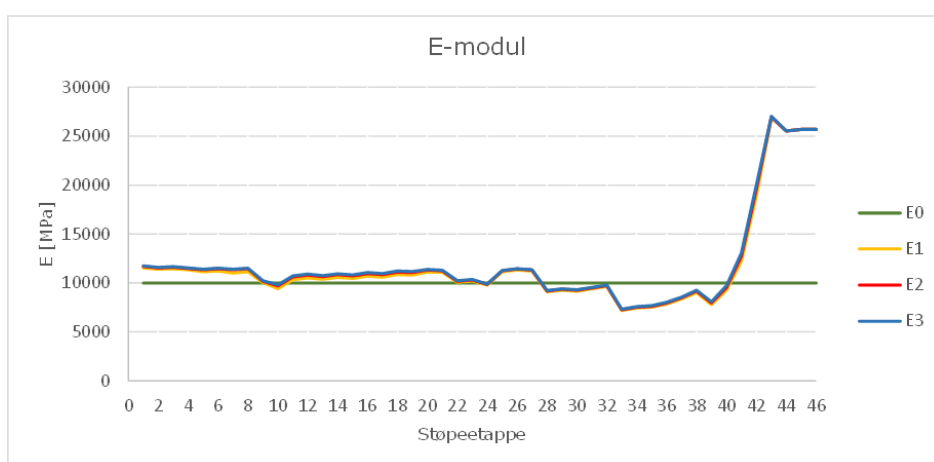
Stivhetsberegningen av brutårnene baserer seg på å anta en fiktiv elastisitetsmodul i støpeetappene i brutårnene og ettergå denne via lamellmetoden og moment-krumningsrelasjonen gjennom flere iterasjoner, helt til beregningsresultatene konvergerer. Med beregningsresultater menes momentene og aksialkreftene fra analysen i Abaqus. Analysen i Abaqus inkluderer andre ordens effekter med redusert stivhet for å ta hensyn til opprissing. Den initielle elastisitetsmodulen settes derfor til $E = 10000\text{MPa}$. Ettersom riglene er forspent, antas det at disse har svært høy bøyestivhet, med elastisitetsmodul $E = 36000\text{MPa}$. Det vil videre kun dreie seg om stivhetsberegning av tårnbeina.

Beregningsprosedyren starter med at en lastkombinasjon og en initiell elastisitetsmodul settes inn i den ferdige modellen i Abaqus. Deretter kjøres analysen, og momenter og aksialkrefter for hver støpeetappe hentes ut. Lamellmetoden brukes så til å beregne momentet i tverrsnittet ved ulike tøyningstilstander med den beregnede aksialkraften i hver støpeetappe. Tverrsnittsdimensjoner, materialegenskaper og vertikalarmningsmengde er inputparametere i metoden. Hver tøyningstilstand svarer til en krumning av tverrsnittet, og programmet bruker informasjonen om moment og krumning til å plote et moment-krumningsdiagram. Ved å hente ut krumningen fra moment-krumningsdiagrammet ved det beregnede momentet fra analysen, brukes moment-krumningsrelasjonen til å ettergå den initielle elastisitetsmodulen. Den nye elastisitetsmodulen settes inn i modellen i Abaqus og prosedyren repeteres gjennom flere iterasjoner, helt til elastisitetsmodulen og dermed momentet og aksialkreftene konvergerer. I tilfeller der det beregnede momentet er større enn det maksimale momentet på moment-krumningskurven, vil den aktuelle støpeetappen i brutårnet gå til brudd. I slike tilfeller må det enten gjøres en økning av tverrsnittsdimensjonene eller legges inn mer armering, alternativt begge deler.

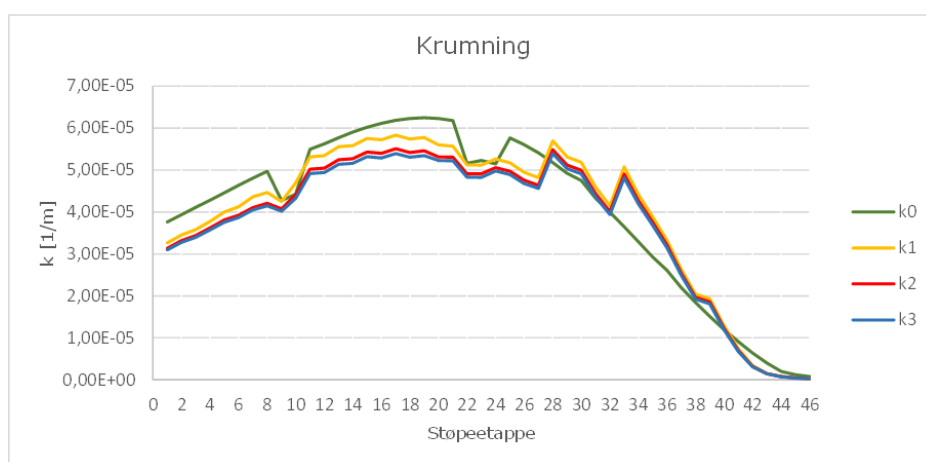
Stivhetsberegningene av brutårnene gjøres i både lengderetning og tverretning av brua. I den dimensjonerende lastkombinasjonen med vindretning i lengderetningen vil momentet virke om tverraksen. Dermed er det vertikalarmeringen i tverrveggene som brukes som inputparameter i lamellmetoden, mens vertikalarmeringen i langveggene neglisjeres. Bøyestivheten EI til brutårnene bestemmes av den konvergente verdien til elastisitetsmodulen og andre arealmoment for bøyning om tverraksen. I tverretning er situasjonen motsatt.

Da brutårnene på Hardangerbrua ble dimensjonert, ble det undersøkt flere lastkombinasjoner i ulike faser av byggetilstand og i ferdigtilstand, for å komme fram til nødvendig tverrsnittsdimensjoner og armeringsmengde. Det ble funnet ut at den siste fasen av byggetilstand med langsgående vind, ville bli dimensjonerende for tverrsnittsdimensjoner og armeringsmengde med stor påvirkning på stivheten i lengderetning, mens ferdigtilstand med tversgående vind ville bli dimensjonerende i tverretning. Stivheten til brutårnet i lengderetning beregnes derfor for byggetilstand med langsgående vind, og i tverretning for ferdigtilstand med tversgående vind.

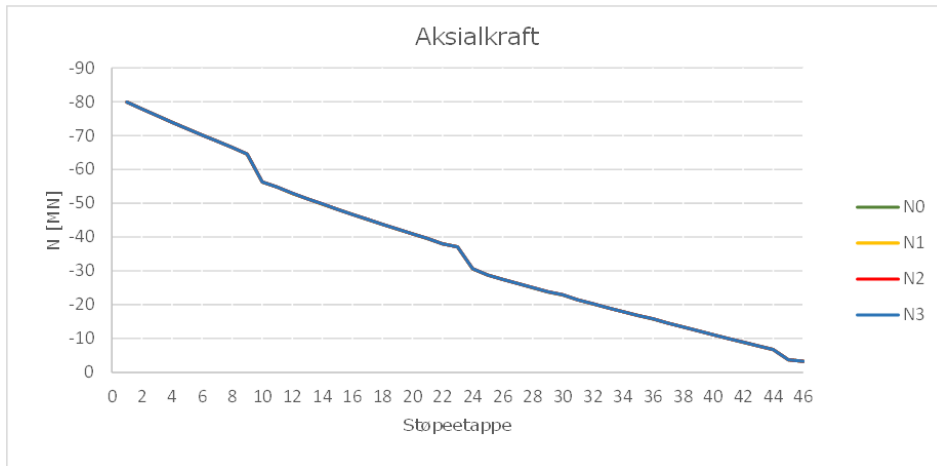
I lengderetning vil kreftene i hvert tårnbein være omtrent identiske, slik at det er likegyldig hvilket tårnbein stivheten beregnes for. Tabell 6.6 og 6.7 viser stivhetsberegningen av brutårnet lengderetning og tabell 6.8 viser en sammenligning av resultatene mellom iterasjonene. Diagrammene i figur 6.1 til 6.4 viser forløpet av elastisitetsmodulen, krumningen, aksialkraften og momentet i de ulike iterasjonene. Det er tydelig at endringen i de fleste støpetappene er størst fra den initielle elastisitetsmodulen og krumningen til etter den første iterasjonen, og at resultatene raskt konvergerer. Tabell 6.8 viser at momentet synker med kun 0.4% på det meste fra andre til tredje iterasjon. Aksialkraften er minst påvirket, mens momentene synker når elastisitetsmodulen øker, som er tydeligst for den første halvdel av støpetappene. Dette er som forventet, da større stivhet fører til mindre andreordens effekter.



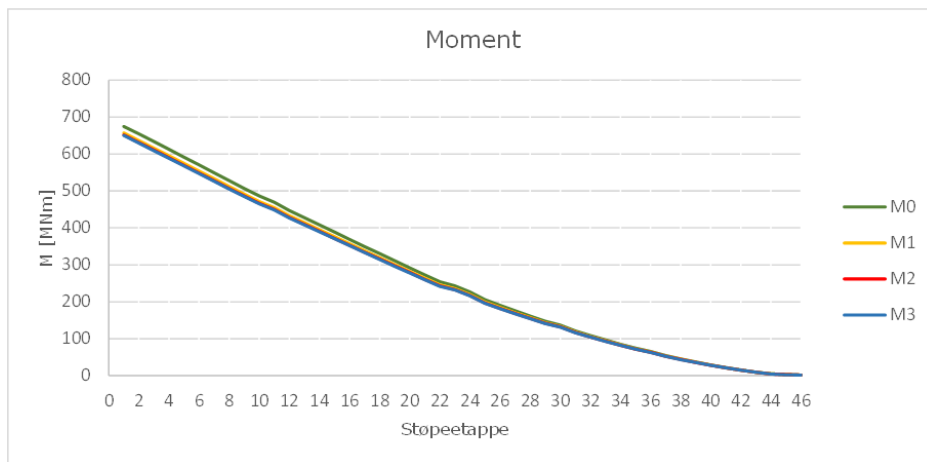
Figur 6.1: E-modul i stivhetsberegning i lengderetning



Figur 6.2: Krumning i stivhetsberegning i lengderetning



Figur 6.3: Aksialkraft i stivhetsberegning i lengderetning



Figur 6.4: moment i stivhetsberegning i lengderetning

Tabell 6.6: Stivhetsberegning av brutårn i lengderetning iterasjon 0 og 1

Støpeetappe	Iterasjon 0				Iterasjon 1			
	E ₀ [MPa]	κ ₀ [1/m]	N ₀ [MN]	M ₀ [MNm]	κ ₁ [1/m]	E ₁ [MPa]	N ₁ [MN]	M ₁ [MNm]
1	10000	3,77E-05	-80	675	3,26E-05	11535	-80	657
2	10000	3,94E-05	-78	654	3,45E-05	11396	-78	637
3	10000	4,11E-05	-76	634	3,58E-05	11469	-76	616
4	10000	4,28E-05	-74	613	3,78E-05	11343	-74	595
5	10000	4,46E-05	-72	592	4,00E-05	11147	-72	575
6	10000	4,63E-05	-70	571	4,13E-05	11228	-70	554
7	10000	4,80E-05	-68	549	4,36E-05	11014	-68	533
8	10000	4,97E-05	-66	528	4,46E-05	11136	-67	512
9	10000	4,28E-05	-65	507	4,25E-05	10057	-65	492
10	10000	4,42E-05	-56	486	4,69E-05	9427	-56	472
11	10000	5,50E-05	-55	469	5,31E-05	10342	-55	455
12	10000	5,62E-05	-53	447	5,34E-05	10526	-53	433
13	10000	5,77E-05	-51	428	5,55E-05	10388	-51	414
14	10000	5,90E-05	-50	408	5,58E-05	10577	-50	395
15	10000	6,02E-05	-48	389	5,75E-05	10465	-48	376
16	10000	6,11E-05	-47	369	5,72E-05	10687	-47	357
17	10000	6,18E-05	-45	350	5,83E-05	10601	-45	338
18	10000	6,23E-05	-44	330	5,74E-05	10860	-44	320
19	10000	6,24E-05	-42	311	5,78E-05	10806	-42	301
20	10000	6,23E-05	-41	292	5,60E-05	11115	-41	282
21	10000	6,18E-05	-40	273	5,57E-05	11097	-40	264
22	10000	5,16E-05	-38	254	5,12E-05	10077	-38	246
23	10000	5,23E-05	-37	243	5,12E-05	10210	-37	236
24	10000	5,15E-05	-31	227	5,26E-05	9776	-31	220
25	10000	5,76E-05	-29	206	5,17E-05	11146	-29	199
26	10000	5,60E-05	-27	191	4,95E-05	11323	-28	185
27	10000	5,41E-05	-26	176	4,82E-05	11217	-26	171
28	10000	5,18E-05	-25	162	5,70E-05	9094	-25	157
29	10000	4,92E-05	-24	148	5,31E-05	9266	-24	144
30	10000	4,75E-05	-23	138	5,18E-05	9166	-23	134
31	10000	4,33E-05	-21	121	4,60E-05	9416	-21	118
32	10000	4,00E-05	-20	109	4,15E-05	9642	-20	106
33	10000	3,65E-05	-19	97	5,07E-05	7192	-19	95
34	10000	3,29E-05	-18	85	4,42E-05	7442	-18	84
35	10000	2,93E-05	-17	75	3,89E-05	7529	-17	73
36	10000	2,61E-05	-16	66	3,32E-05	7852	-16	64
37	10000	2,20E-05	-15	55	2,63E-05	8369	-15	54
38	10000	1,85E-05	-13	46	2,04E-05	9025	-13	45
39	10000	1,51E-05	-12	37	1,94E-05	7800	-12	36
40	10000	1,20E-05	-11	29	1,29E-05	9288	-11	29
41	10000	9,06E-06	-10	22	7,38E-06	12283	-10	22
42	10000	6,41E-06	-9	16	3,39E-06	18912	-9	15
43	10000	4,03E-06	-8	10	1,50E-06	26885	-8	10
44	10000	1,98E-06	-7	5	7,76E-07	25539	-7	5
45	10000	1,19E-06	-4	3	4,62E-07	25675	-4	3
46	10000	7,92E-07	-3	2	3,08E-07	25696	-3	2

Tabell 6.7: Stivhetsberegning av brutårn i lengderetning iterasjon 2 og 3

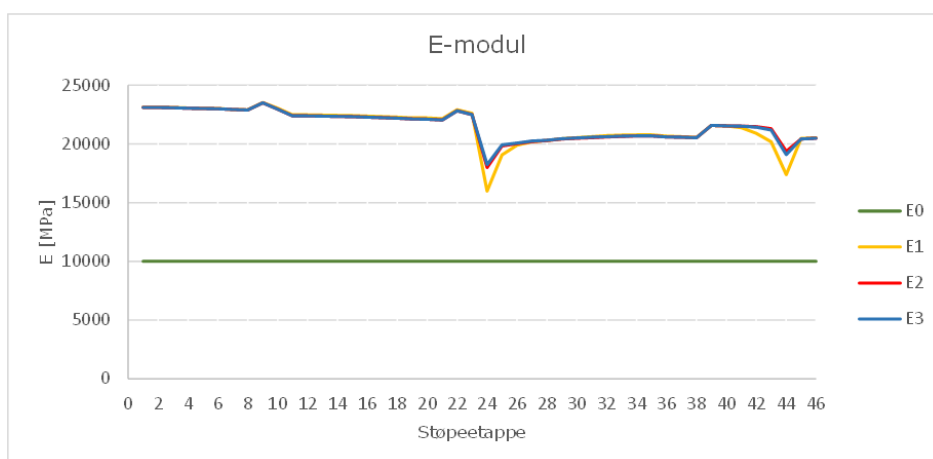
Støpeetappe	Iterasjon 2				Iterasjon 3			
	κ_2 [1/m]	E_2 [MPa]	N_2 [MN]	M_2 [MNm]	κ_3 [1/m]	E_3 [MPa]	N_3 [MN]	M_3 [MNm]
1	3,14E-05	11687	-80	652	3,10E-05	11736	-80	650
2	3,32E-05	11545	-78	631	3,28E-05	11594	-78	630
3	3,44E-05	11617	-76	611	3,39E-05	11666	-76	609
4	3,62E-05	11489	-74	590	3,58E-05	11537	-74	588
5	3,81E-05	11366	-72	569	3,76E-05	11414	-72	568
6	3,92E-05	11463	-70	549	3,87E-05	11511	-70	547
7	4,11E-05	11350	-68	528	4,05E-05	11398	-68	526
8	4,21E-05	11462	-67	507	4,15E-05	11510	-67	506
9	4,08E-05	10177	-65	487	4,02E-05	10220	-65	485
10	4,42E-05	9698	-56	467	4,33E-05	9797	-56	465
11	5,02E-05	10614	-55	450	4,92E-05	10715	-55	449
12	5,04E-05	10802	-53	429	4,94E-05	10904	-53	427
13	5,25E-05	10655	-51	410	5,14E-05	10754	-51	408
14	5,27E-05	10845	-50	391	5,16E-05	10947	-50	389
15	5,43E-05	10726	-48	372	5,32E-05	10825	-48	371
16	5,40E-05	10953	-47	353	5,29E-05	11054	-47	352
17	5,51E-05	10862	-45	334	5,39E-05	10962	-45	333
18	5,42E-05	11127	-44	316	5,30E-05	11230	-44	315
19	5,46E-05	11070	-42	297	5,34E-05	11173	-42	296
20	5,31E-05	11340	-41	279	5,23E-05	11385	-41	278
21	5,31E-05	11261	-40	261	5,22E-05	11308	-40	260
22	4,91E-05	10185	-38	243	4,83E-05	10228	-38	242
23	4,91E-05	10318	-37	233	4,83E-05	10362	-37	232
24	5,06E-05	9863	-31	217	4,98E-05	9898	-31	216
25	4,97E-05	11247	-29	197	4,89E-05	11288	-29	196
26	4,76E-05	11425	-28	183	4,68E-05	11469	-28	182
27	4,64E-05	11319	-26	169	4,56E-05	11363	-26	168
28	5,48E-05	9183	-25	155	5,39E-05	9223	-25	155
29	5,12E-05	9355	-24	142	5,03E-05	9396	-24	141
30	5,00E-05	9259	-23	132	4,91E-05	9301	-23	132
31	4,44E-05	9506	-21	117	4,36E-05	9550	-21	116
32	4,01E-05	9733	-20	105	3,94E-05	9781	-20	105
33	4,90E-05	7272	-19	93	4,81E-05	7316	-19	93
34	4,28E-05	7525	-18	83	4,20E-05	7573	-18	82
35	3,76E-05	7619	-17	72	3,69E-05	7674	-17	72
36	3,21E-05	7953	-16	63	3,15E-05	8016	-16	63
37	2,54E-05	8486	-15	53	2,49E-05	8560	-15	53
38	1,97E-05	9173	-13	44	1,93E-05	9269	-13	44
39	1,86E-05	7972	-12	36	1,81E-05	8084	-12	36
40	1,23E-05	9548	-11	28	1,19E-05	9720	-11	28
41	6,97E-06	12743	-10	21	6,73E-06	13048	-10	21
42	3,21E-06	19573	-9	15	3,11E-06	19957	-9	15
43	1,46E-06	26963	-8	10	1,45E-06	27011	-8	9
44	7,62E-07	25538	-7	5	7,54E-07	25538	-7	5
45	4,54E-07	25675	-4	3	4,50E-07	25675	-4	3
46	3,03E-07	25696	-3	2	3,00E-07	25696	-3	2

Tabell 6.8: Sammenligning av iterasjoner i stivhetsberegning i lengderetning

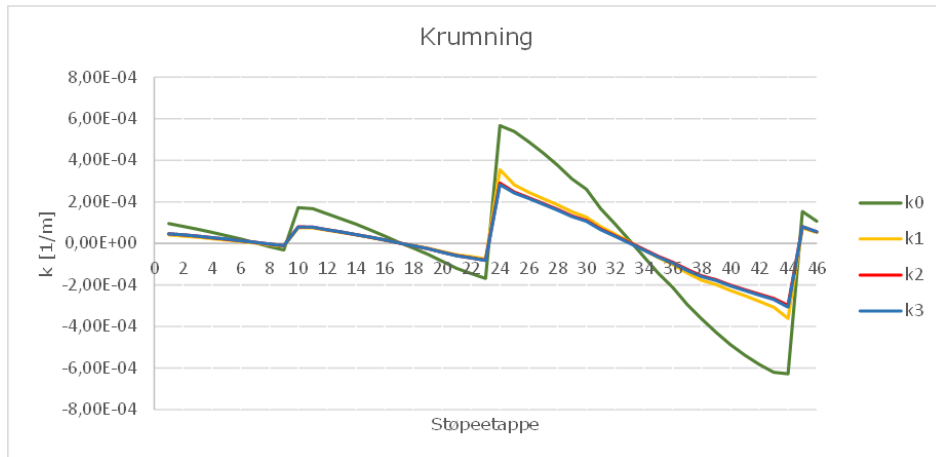
Støpeetappe	Sammenligning				
	ΔE_1 [%]	ΔE_2 [%]	ΔE_3 [%]	ΔN_3 [%]	ΔM_3 [%]
1	15,4	1,3	0,4	0,000	-0,23
2	14,0	1,3	0,4	0,000	-0,24
3	14,7	1,3	0,4	0,000	-0,25
4	13,4	1,3	0,4	0,000	-0,26
5	11,5	2,0	0,4	0,000	-0,26
6	12,3	2,1	0,4	0,000	-0,27
7	10,1	3,1	0,4	0,001	-0,28
8	11,4	2,9	0,4	0,001	-0,29
9	0,6	1,2	0,4	0,001	-0,29
10	-5,7	2,9	1,0	0,001	-0,30
11	3,4	2,6	0,9	0,001	-0,31
12	5,3	2,6	0,9	0,002	-0,31
13	3,9	2,6	0,9	0,002	-0,32
14	5,8	2,5	0,9	0,002	-0,33
15	4,6	2,5	0,9	0,002	-0,33
16	6,9	2,5	0,9	0,003	-0,33
17	6,0	2,5	0,9	0,003	-0,34
18	8,6	2,5	0,9	0,003	-0,34
19	8,1	2,4	0,9	0,003	-0,35
20	11,1	2,0	0,4	0,004	-0,35
21	11,0	1,5	0,4	0,004	-0,35
22	0,8	1,1	0,4	0,004	-0,36
23	2,1	1,1	0,4	0,005	-0,36
24	-2,2	0,9	0,4	0,005	-0,36
25	11,5	0,9	0,4	0,005	-0,36
26	13,2	0,9	0,4	0,005	-0,37
27	12,2	0,9	0,4	0,006	-0,37
28	-9,1	1,0	0,4	0,006	-0,37
29	-7,3	1,0	0,4	0,006	-0,37
30	-8,3	1,0	0,5	0,007	-0,38
31	-5,8	1,0	0,5	0,007	-0,38
32	-3,6	0,9	0,5	0,007	-0,38
33	-28,1	1,1	0,6	0,008	-0,38
34	-25,6	1,1	0,6	0,008	-0,38
35	-24,7	1,2	0,7	0,008	-0,38
36	-21,5	1,3	0,8	0,009	-0,38
37	-16,3	1,4	0,9	0,010	-0,38
38	-9,8	1,6	1,0	0,010	-0,38
39	-22,0	2,2	1,4	0,011	-0,38
40	-7,1	2,8	1,8	0,010	-0,38
41	22,8	3,7	2,4	0,011	-0,38
42	89,1	3,5	2,0	0,011	-0,37
43	168,8	0,3	0,2	0,011	-0,36
44	155,4	0,0	0,0	0,011	-0,35
45	156,7	0,0	0,0	0,012	-0,32
46	157,0	0,0	0,0	0,012	-0,32

I tverretning vil det være betraktelig større aksialkraft og litt mindre moment i tårnbeinet som er i le for vinden. Siden begge tårnbeinene skal ha tilstrekkelig kapasitet uansett om de er i lo eller i le, må det gjøres en vurdering på hvilke krefter som skal benyttes i stivhetsberegningen. Etter første iterasjon, vist i tabell 6.5 og 6.6, er det tydelig at tårnbeinet i lo har størst stivhet. Større stivhet i tårnbeinet fører til at mer av momentet som ellers ville virket i riglene tas opp av tårnbeinene. Ved å gjøre stivhetsberegningen med kreftene som virker i tårnbeinet i lo, vil det altså virke en større kraftpåkjenning enn hvis stivhetsberegningen gjøres med kreftene i tårnbeinet i le. Det velges å beregne stivheten utifra kraftpåkjenningen i tårnbeinet i lo. På den andre siden vil det antas en større stivhet i tårnbeinet i le enn i realiteten, som gjør at tårnbeinet egentlig vil kunne gå til brudd. For å kontrollere om dette er realiteten, ettergås momentene og aksialkreftene som opptrer i tårnbeinet i le ved den beregnede stivheten, ved bruk av lamellmetoden. Dette er beskrevet i kapittel 6.3.

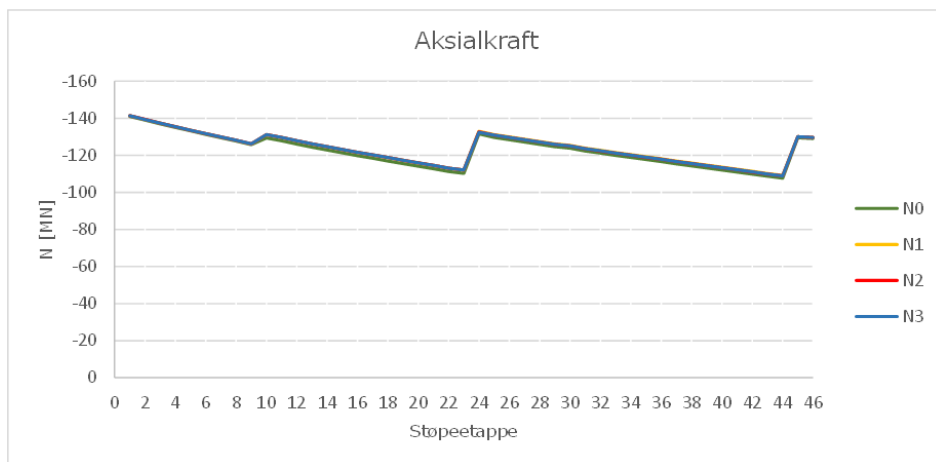
Tabell 6.6 og 6.7 viser stivhetsberegningen av brutårnet i tverretning og tabell 6.8 viser en sammenligning av resultatene i iterasjonene. Diagrammene i figur 6.9 til 6.12 viser forløpet av elastisitetsmodulen, krumningen, aksialkraften og momentet i de ulike iterasjonene. Elastisitetsmodulen endres med over det dobbelte for de fleste støpeetappene fra den initielle iterasjonen til den neste. Ekstremalverdiene for krumning og moment inntreffer i støpeetappe 24 og 44. Dette er støpeetappene ved henholdsvis midtrigelen og topprigelen, og siden avstanden mellom disse riglene er større enn avstanden mellom midtrigelen og planumsrigelen, er det å forvente at ekstremalverdiene inntreffer her. Tabell 6.12 viser at den prosentvise forskjellen mellom momentet etter tredje og andre iterasjon er stor for enkelte støpeetapper. For eksempel i støpeetappe 33 er forskjellen rundt 100%. Likevel er forskjellen neglisjerbar, ettersom momentene i disse støpeetappene er svært små relativt til momentene i de andre støpeetappene. Det er dessuten tydelig at endringen i elastisitetsmodulen er svært liten, og det kan konkluderes med at beregningsresultatene konvergerer.



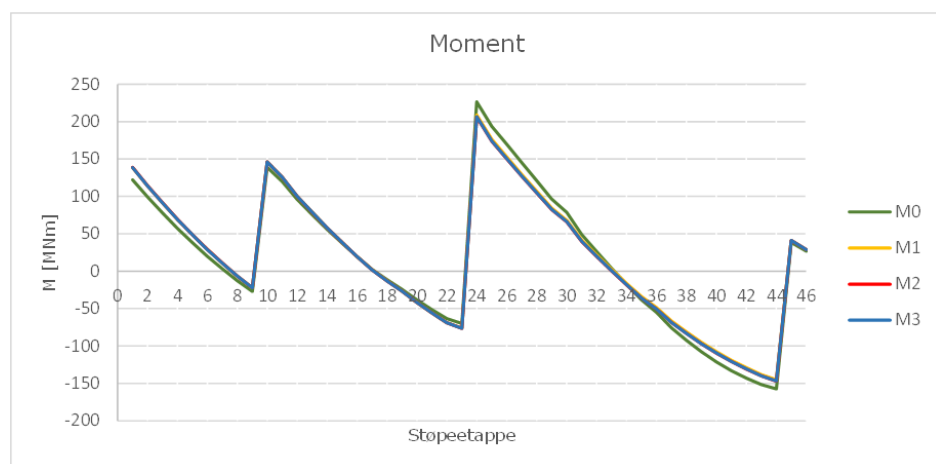
Figur 6.5: E-modul i stivhetsberegning i tverretning



Figur 6.6: Krumning i stivhedsberegning i tverretning



Figur 6.7: Aksialkraft i stivhedsberegning i tverretning



Figur 6.8: Moment i stivhedsberegning i tverretning

Tabell 6.9: Stivhetsberegning av brutårn i tverretning i le for vinden

Støpeetappe	Iterasjon 0 tårnbein le-side					
	E_0 [MPa]	κ_0 [1/m]	N_0 [MN]	M_0 [MNm]	κ_1 [1/m]	E_1 [MPa]
1	10000	8,23E-05	-275	106	5,50E-05	14954
2	10000	7,35E-05	-273	89	4,05E-05	18131
3	10000	6,28E-05	-271	72	3,49E-05	17980
4	10000	5,04E-05	-269	54	2,83E-05	17776
5	10000	3,57E-05	-267	36	2,03E-05	17609
6	10000	1,89E-05	-265	18	1,08E-05	17436
7	10000	-2,10E-07	-263	0	-1,22E-07	17195
8	10000	-2,17E-05	-261	-18	-1,28E-05	16992
9	10000	-4,23E-05	-259	-36	-2,27E-05	18620
10	10000	1,56E-04	-236	126	8,20E-05	19027
11	10000	1,59E-04	-234	113	9,13E-05	17370
12	10000	1,43E-04	-233	97	8,29E-05	17240
13	10000	1,27E-04	-231	81	7,42E-05	17092
14	10000	1,08E-04	-229	65	6,36E-05	16937
15	10000	8,51E-05	-228	49	5,07E-05	16778
16	10000	5,91E-05	-226	32	3,56E-05	16610
17	10000	2,97E-05	-225	15	1,81E-05	16432
18	10000	-1,11E-05	-223	-5	-6,82E-06	16235
19	10000	-5,57E-05	-222	-26	-3,48E-05	16001
20	10000	-9,53E-05	-221	-43	-6,02E-05	15821
21	10000	-1,38E-04	-219	-59	-8,87E-05	15528
22	10000	-1,71E-04	-218	-74	-9,72E-05	17594
23	10000	-1,99E-04	-217	-83	-1,17E-04	17054
24	10000	4,93E-04	-183	197	2,72E-04	18176
25	10000	4,92E-04	-181	177	3,15E-04	15608
26	10000	4,65E-04	-179	161	2,90E-04	16056
27	10000	4,30E-04	-178	143	2,65E-04	16268
28	10000	3,88E-04	-177	125	2,37E-04	16393
29	10000	3,38E-04	-176	105	2,04E-04	16604
30	10000	2,98E-04	-175	90	1,78E-04	16714
31	10000	2,17E-04	-173	63	1,28E-04	16868
32	10000	1,46E-04	-172	42	8,60E-05	16997
33	10000	7,08E-05	-171	20	4,14E-05	17080
34	10000	-8,68E-06	-170	-2	-4,89E-06	17760
35	10000	-9,12E-05	-169	-24	-5,34E-05	17097
36	10000	-1,65E-04	-168	-43	-9,76E-05	16939
37	10000	-2,60E-04	-166	-67	-1,54E-04	16800
38	10000	-3,42E-04	-165	-87	-2,06E-04	16609
39	10000	-4,22E-04	-164	-106	-2,38E-04	17724
40	10000	-4,98E-04	-163	-124	-2,85E-04	17484
41	10000	-5,71E-04	-162	-141	-3,32E-04	17186
42	10000	-6,36E-04	-161	-156	-3,78E-04	16842
43	10000	-6,93E-04	-160	-169	-4,15E-04	16676
44	10000	-7,14E-04	-158	-179	-4,49E-04	15892
45	10000	-4,43E-05	-130	-11	-2,16E-05	20462
46	10000	-3,13E-05	-130	-8	-1,53E-05	20493

Tabell 6.10: Stivhetsberegning av brutårn i tverretning iterasjon 0 og 1

Støpeetappe	Iterasjon 0 tårnbein lo-side				Iterasjon 1 tårnbein lo-side			
	E ₀ [MPa]	κ ₀ [1/m]	N ₀ [MN]	M ₀ [MNm]	κ ₁ [1/m]	E ₁ [MPa]	N ₁ [MN]	M ₁ [MNm]
1	10000	9,50E-05	-141	122	4,11E-05	23132	-141	139
2	10000	8,22E-05	-139	99	3,56E-05	23121	-139	114
3	10000	6,84E-05	-137	78	2,96E-05	23108	-137	91
4	10000	5,35E-05	-135	57	2,32E-05	23052	-135	69
5	10000	3,77E-05	-133	38	1,64E-05	23031	-134	49
6	10000	2,10E-05	-131	20	9,11E-06	23009	-132	29
7	10000	3,31E-06	-130	3	1,44E-06	22937	-130	11
8	10000	-1,51E-05	-128	-13	-6,60E-06	22905	-128	-7
9	10000	-3,19E-05	-126	-27	-1,36E-05	23516	-126	-22
10	10000	1,72E-04	-129	139	7,49E-05	23033	-131	146
11	10000	1,68E-04	-128	120	7,46E-05	22476	-130	126
12	10000	1,42E-04	-126	96	6,32E-05	22475	-128	100
13	10000	1,18E-04	-124	76	5,26E-05	22454	-126	79
14	10000	9,25E-05	-123	56	4,12E-05	22429	-125	58
15	10000	6,49E-05	-121	37	2,90E-05	22399	-123	38
16	10000	3,56E-05	-120	19	1,59E-05	22360	-122	20
17	10000	4,85E-06	-118	3	2,17E-06	22317	-120	2
18	10000	-2,32E-05	-117	-11	-1,04E-05	22265	-119	-13
19	10000	-5,20E-05	-116	-24	-2,34E-05	22210	-117	-27
20	10000	-8,60E-05	-114	-38	-3,87E-05	22204	-116	-42
21	10000	-1,21E-04	-113	-51	-5,45E-05	22135	-115	-56
22	10000	-1,46E-04	-111	-63	-6,35E-05	22910	-113	-69
23	10000	-1,68E-04	-110	-70	-7,45E-05	22590	-112	-76
24	10000	5,67E-04	-132	226	3,55E-04	15984	-133	209
25	10000	5,38E-04	-130	194	2,82E-04	19068	-131	176
26	10000	4,90E-04	-128	169	2,46E-04	19897	-130	153
27	10000	4,35E-04	-127	145	2,16E-04	20171	-129	129
28	10000	3,75E-04	-126	121	1,85E-04	20280	-127	107
29	10000	3,10E-04	-125	97	1,52E-04	20442	-126	84
30	10000	2,60E-04	-124	79	1,27E-04	20530	-125	68
31	10000	1,67E-04	-122	49	8,12E-05	20614	-124	42
32	10000	9,14E-05	-121	26	4,42E-05	20694	-123	22
33	10000	1,35E-05	-120	4	6,52E-06	20745	-122	2
34	10000	-6,52E-05	-119	-18	-3,14E-05	20768	-120	-16
35	10000	-1,43E-04	-118	-38	-6,91E-05	20764	-119	-34
36	10000	-2,11E-04	-117	-55	-1,02E-04	20660	-118	-49
37	10000	-2,94E-04	-115	-76	-1,43E-04	20612	-117	-67
38	10000	-3,63E-04	-114	-92	-1,77E-04	20552	-116	-81
39	10000	-4,28E-04	-113	-108	-1,98E-04	21578	-115	-95
40	10000	-4,87E-04	-112	-121	-2,26E-04	21521	-114	-108
41	10000	-5,37E-04	-111	-133	-2,51E-04	21373	-112	-119
42	10000	-5,82E-04	-110	-143	-2,78E-04	20898	-111	-129
43	10000	-6,20E-04	-109	-152	-3,07E-04	20186	-110	-138
44	10000	-6,27E-04	-108	-158	-3,61E-04	17387	-109	-145
45	10000	1,53E-04	-130	38	7,49E-05	20459	-130	41
46	10000	1,07E-04	-129	27	5,20E-05	20517	-130	29

Tabell 6.11: Stivhetsberegning av brutårn i tverretning iterasjon 2 og 3

Støpeetappe	Iterasjon 2 tårnbein lo-side				Iterasjon 3 tårnbein lo-side			
	κ_2 [1/m]	E_2 [MPa]	N_2 [MN]	M_2 [MNm]	κ_3 [1/m]	E_3 [MPa]	N_3 [MN]	M_3 [MNm]
1	4,67E-05	23106	-141	139	4,68E-05	23105	-141	139
2	4,09E-05	23098	-139	115	4,10E-05	23097	-139	114
3	3,47E-05	23088	-137	92	3,48E-05	23086	-137	91
4	2,80E-05	23034	-135	70	2,81E-05	23036	-135	69
5	2,09E-05	23014	-134	49	2,10E-05	23013	-134	49
6	1,32E-05	22991	-132	29	1,33E-05	22991	-132	29
7	5,16E-06	22922	-130	11	5,25E-06	22922	-130	11
8	-3,38E-06	22891	-128	-6	-3,29E-06	22891	-128	-7
9	-1,11E-05	23506	-126	-22	-1,11E-05	23505	-126	-22
10	7,89E-05	22960	-131	146	7,89E-05	22960	-131	146
11	7,84E-05	22389	-130	125	7,84E-05	22390	-130	126
12	6,62E-05	22390	-128	100	6,62E-05	22390	-128	100
13	5,50E-05	22370	-126	79	5,49E-05	22371	-126	79
14	4,29E-05	22345	-125	58	4,28E-05	22345	-125	58
15	3,00E-05	22315	-123	38	2,99E-05	22315	-123	38
16	1,62E-05	22274	-122	20	1,61E-05	22276	-122	20
17	1,68E-06	22230	-120	2	1,56E-06	22232	-120	2
18	-1,17E-05	22175	-119	-13	-1,19E-05	22176	-119	-13
19	-2,57E-05	22118	-117	-27	-2,58E-05	22118	-117	-27
20	-4,22E-05	22107	-116	-42	-4,23E-05	22107	-116	-42
21	-5,93E-05	22032	-115	-56	-5,95E-05	22032	-115	-56
22	-6,92E-05	22822	-113	-69	-6,94E-05	22823	-113	-69
23	-8,14E-05	22495	-112	-76	-8,16E-05	22495	-112	-76
24	2,91E-04	17986	-133	206	2,83E-04	18235	-132	207
25	2,47E-04	19833	-131	174	2,42E-04	19919	-131	174
26	2,20E-04	20035	-130	150	2,16E-04	20077	-130	150
27	1,92E-04	20204	-128	127	1,88E-04	20241	-128	127
28	1,63E-04	20281	-127	104	1,60E-04	20316	-127	105
29	1,33E-04	20412	-126	82	1,29E-04	20443	-126	83
30	1,10E-04	20482	-125	66	1,07E-04	20509	-125	66
31	6,95E-05	20536	-124	40	6,62E-05	20561	-124	40
32	3,69E-05	20602	-122	20	3,35E-05	20624	-122	20
33	3,97E-06	20646	-121	0	4,69E-07	20666	-121	1
34	-2,91E-05	20670	-120	-18	-3,27E-05	20686	-120	-18
35	-6,18E-05	20675	-119	-36	-6,55E-05	20688	-119	-36
36	-9,07E-05	20585	-118	-51	-9,44E-05	20596	-118	-51
37	-1,26E-04	20561	-117	-69	-1,30E-04	20569	-117	-69
38	-1,56E-04	20526	-116	-83	-1,60E-04	20531	-116	-83
39	-1,75E-04	21570	-114	-97	-1,79E-04	21577	-114	-97
40	-2,01E-04	21535	-113	-110	-2,04E-04	21539	-113	-110
41	-2,23E-04	21500	-112	-121	-2,27E-04	21504	-112	-121
42	-2,44E-04	21462	-111	-131	-2,48E-04	21426	-111	-131
43	-2,65E-04	21287	-110	-140	-2,70E-04	21189	-110	-140
44	-2,98E-04	19366	-109	-147	-3,07E-04	19083	-109	-147
45	8,06E-05	20416	-130	41	8,08E-05	20416	-130	41
46	5,59E-05	20478	-130	29	5,60E-05	20478	-130	29

Tabell 6.12: Sammenligning av iterasjoner i stivhetsberegning i tverretning

Støpeetappe	Sammenligning				
	ΔE_1 [%]	ΔE_2 [%]	ΔE_3 [%]	ΔN_3 [%]	ΔM_3 [%]
1	131,3	-0,1	0,0	-0,011	-0,19
2	131,2	-0,1	0,0	-0,011	-0,22
3	131,1	-0,1	0,0	-0,012	-0,27
4	130,5	-0,1	0,0	-0,012	-0,36
5	130,3	-0,1	0,0	-0,012	-0,50
6	130,1	-0,1	0,0	-0,012	-0,83
7	129,4	-0,1	0,0	-0,012	-2,22
8	129,0	-0,1	0,0	-0,012	3,71
9	135,2	0,0	0,0	-0,013	1,05
10	130,3	-0,3	0,0	0,007	0,08
11	124,8	-0,4	0,0	0,008	0,10
12	124,7	-0,4	0,0	0,008	0,12
13	124,5	-0,4	0,0	0,007	0,15
14	124,3	-0,4	0,0	0,007	0,19
15	124,0	-0,4	0,0	0,007	0,28
16	123,6	-0,4	0,0	0,008	0,53
17	123,2	-0,4	0,0	0,008	5,61
18	122,7	-0,4	0,0	0,008	-0,75
19	122,1	-0,4	0,0	0,009	-0,35
20	122,0	-0,4	0,0	0,008	-0,21
21	121,3	-0,5	0,0	0,008	-0,16
22	129,1	-0,4	0,0	0,008	-0,12
23	125,9	-0,4	0,0	0,009	-0,11
24	59,8	12,5	1,4	-0,255	0,14
25	90,7	4,0	0,4	0,019	0,17
26	99,0	0,7	0,2	0,019	0,20
27	101,7	0,2	0,2	0,019	0,23
28	102,8	0,0	0,2	0,020	0,28
29	104,4	-0,1	0,2	0,019	0,35
30	105,3	-0,2	0,1	0,020	0,43
31	106,1	-0,4	0,1	0,020	0,70
32	106,9	-0,4	0,1	0,020	1,39
33	107,5	-0,5	0,1	0,021	99,41
34	107,7	-0,5	0,1	0,021	-1,42
35	107,6	-0,4	0,1	0,020	-0,70
36	106,6	-0,4	0,1	0,020	-0,48
37	106,1	-0,2	0,0	0,021	-0,34
38	105,5	-0,1	0,0	0,022	-0,27
39	115,8	0,0	0,0	0,022	-0,22
40	115,2	0,1	0,0	0,022	-0,18
41	113,7	0,6	0,0	0,022	-0,15
42	109,0	2,7	-0,2	0,023	-0,13
43	101,9	5,5	-0,5	0,023	-0,11
44	73,9	11,4	-1,5	0,023	-0,10
45	104,6	-0,2	0,0	0,000	0,00
46	105,2	-0,2	0,0	-0,001	0,00

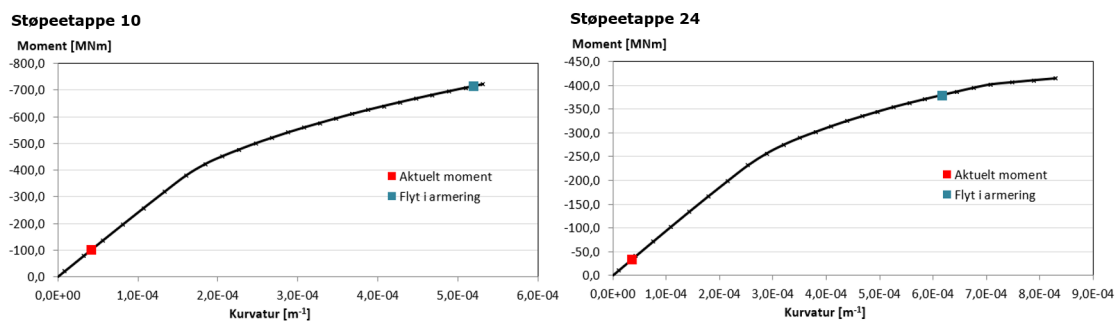
6.3 Kontroll av samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning

For å kontrollere at kapasiteten er tilstrekkelig for samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning i brutårnet ved lastkombinasjoner som ikke er benyttet i stivhetsberegningene, gjøres det én iterasjon av alle støpetappene i lamellmetoden. For mer nøyaktige beregninger av kapasiteten, måtte det vært gjort en tilsvarende stivhetsberegning som i kapittel 6.2, men moment-krumningskurven gir i de fleste tilfeller tilstrekkelig informasjon til å kontrollere om brutårnet vil gå til brudd eller ikke. For lastkombinasjonene som ble benyttet til å finne stivheten til brutårene i lengderetning og tverretning - altså byggetilstand med langsgående vind og ferdigtilstand med tversgående vind på tårnbein i lo - er det i kapittel 6.4 gjort en beregning av utnyttelsesgraden av tverrsnittetene.

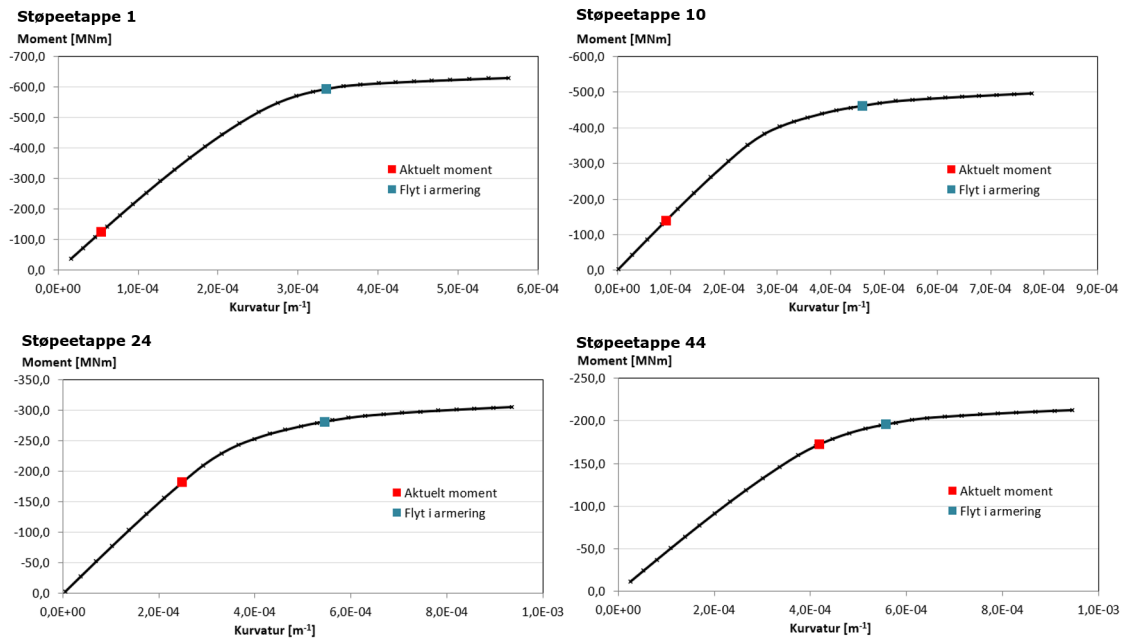
For ferdigtilstand med langsgående vind legges elastisitetsmodulen i lengderetning inn i hver støpetappe. For tårnbein i le i ferdigtilstand og i lo og le i byggetilstand, med tversgående vind, legges elastisitetsmodulen i tverretning inn. På samme måte som i stivhetsberegningene kjøres analysene i Abaqus, momenter og aksialkrefter hentes ut og moment-krumningskurver for kraftpåkjenningen i hver støpetappe beregnes med lamellmetoden.

Dersom momentet fra analysen i Abaqus ligger godt under momentet ved flyt i armeringen på moment-krumningskurven, kan det konkluderes med at kapasiteten er tilstrekkelig. Dette skyldes at beregningsresultatene ville konvergere dersom iterasjonsprosessen som beskrevet i kapittel 6.2 var gjort fullt ut. Dersom momentet ligger i nærheten eller over momentet ved flyt på kurven, bør elastisitetsmodulen ettergåes ved en ny iterasjonsprosess, og tverrsnittsdimensjonene og armeringen økes hvis nødvendig.

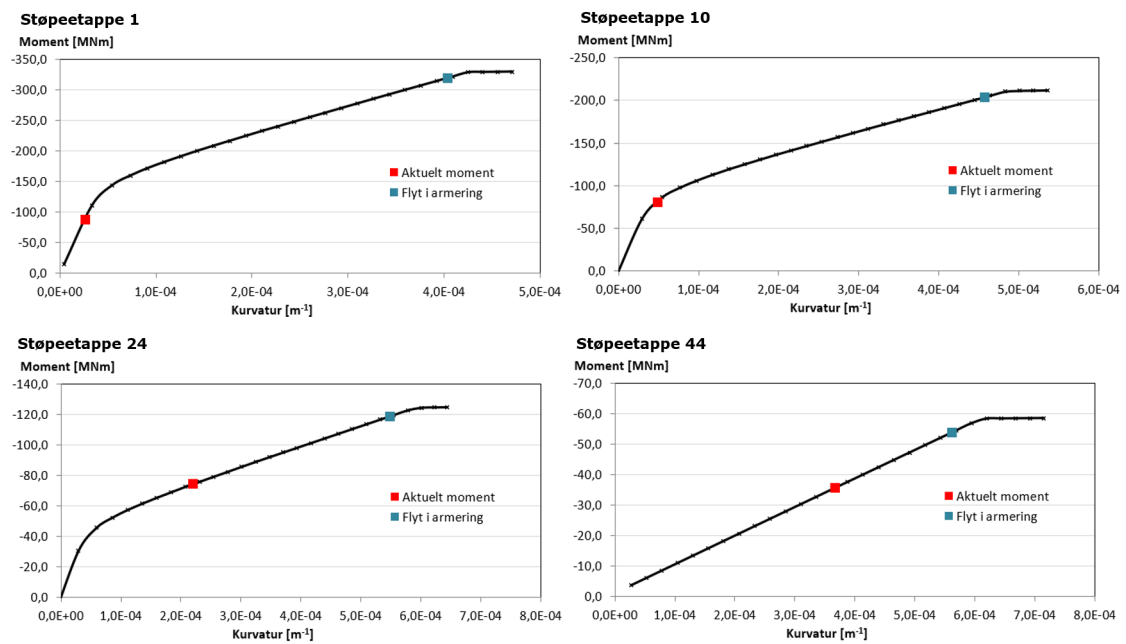
Figur 6.9 til 6.12 viser moment-krumningskurven for noen av de mest utsatte støpetappene for de nevnte lastkombinasjonene. Generelt sett ligger momentene fra analysene godt under momentene ved flyt, og kapasiteten er dermed tilstrekkelig. I støpetappe 44 i figur 6.10 ligger momentet ganske tett opptil momentet ved flyt, noe som indikerer at brutårnet *kan* gå til brudd i dette området. Det gjøres ikke videre beregninger for å kontrollere om dette er tilfellet.



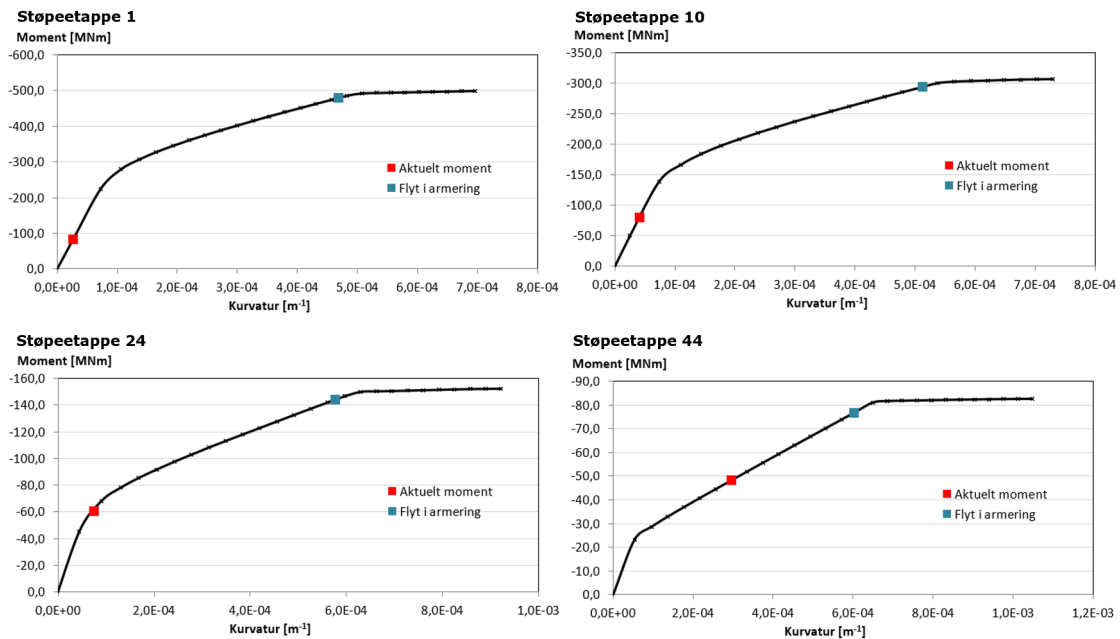
Figur 6.9: Kontroll av ferdigtilstand med langsgående vind



Figur 6.10: Kontroll av tårnbein i le i ferdigtilstand med tversgående vind



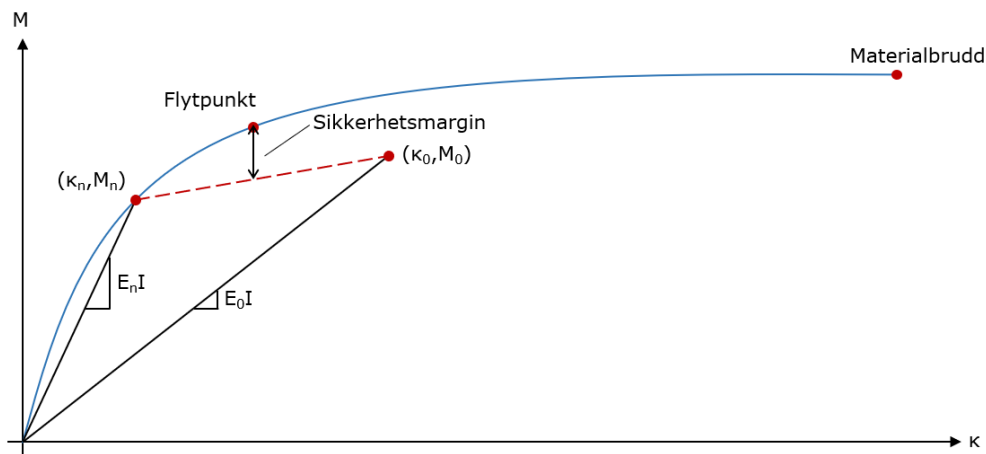
Figur 6.11: Kontroll av tårnbein i lo i byggetilstand med tversgående vind



Figur 6.12: Kontroll av tårnbein i le i byggetilstand med tversgående vind

6.4 Utnyttelsesgrad av brutårn

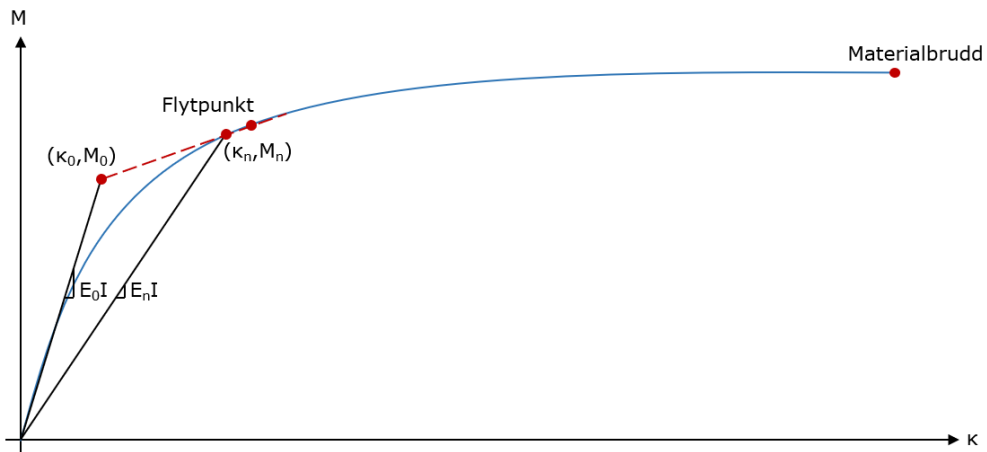
I beregningen av utnyttelsesgraden av støpeetappene i brutårnet, antas det at aksialkraften er konstant i alle iterasjoner, hvilket gir én moment-krumningskurve for alle iterasjoner. Dette er en grei antagelse ettersom aksialkraften endres lite. Ved å sette den initielle stivheten inn i Abaqus fås et moment som brukes til å beregne den initielle krumningen, slik at punkt (κ_0, M_0) kan settes inn i moment-krumningsdiagrammet. Ved gjentatte iterasjoner i lamellmetoden fås et punkt (κ_n, M_n) på moment-krumningskurven. Det trekkes så en linje mellom disse punktene, som kan brukes til å interpolere stivheten ved krumninger mellom κ_n og κ_0 . Et punkt lenger opp på moment-krumningskurven gir momentet og krumningen ved flyt. Differansen i moment mellom dette punktet og et punkt på linjen med tilsvarende krumning, gir sikkerhetsmarginen til tverrsnittet. Med dette kan utnyttelsesgraden bestemmes. Se figur 6.13.



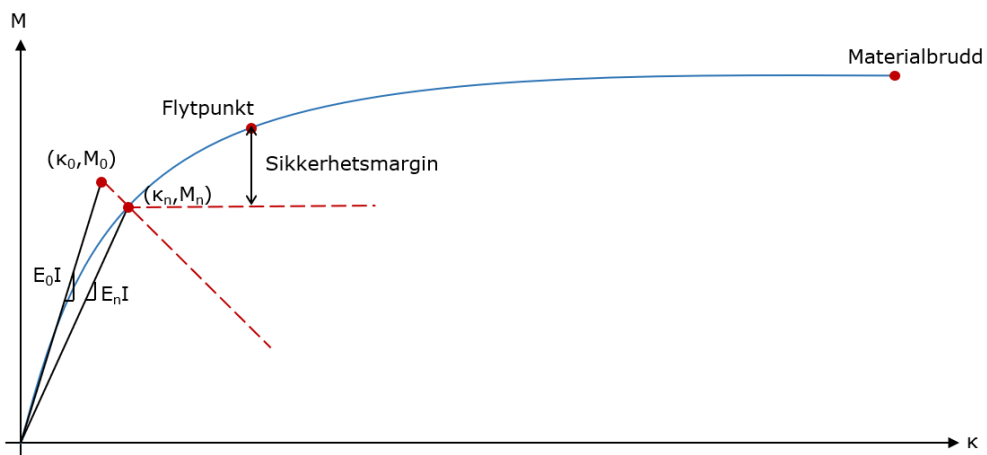
Figur 6.13: Skisse av metode for beregning av utnyttelsesgrad

Årsaken til at utnyttelsesgraden ikke kan bestemmes kun basert på differansen mellom momentet M_n og momentet ved flyt er at krumningen blir større når momentet øker, hvilket gir mindre stivhet i tverrsnittet. Når krumningen er konstant er det kun momentet som avgjør stivheten i tverrsnittet, noe som må ligge til grunn for at utnyttelsesgraden kan bestemmes.

Den vanlige situasjonen er at den initielle stivheten er mindre enn den endelige stivheten. Momentet M_n vil da typisk være mindre enn M_0 ettersom større stivhet gir mindre krumning og dermed mindre andre ordens moment, vist på figur 6.13. Dersom stivheten synker ved gjentatte iterasjoner, vil situasjonen i prinsippet være som på figur 6.14. Typisk vil mindre stivhet gi større krumning som gir større andre ordens moment. På en annen side vil områder i brutårnet med større stivhet trekke til seg moment, som gjør at områder med mindre stivhet får mindre moment. Situasjonen blir da som på figur 6.15. I disse tilfellene er det valgt å bestemme utnyttelsesgraden basert på differansen mellom momentet M_n og momentet ved flyt, da dette gir et konservativt resultat.



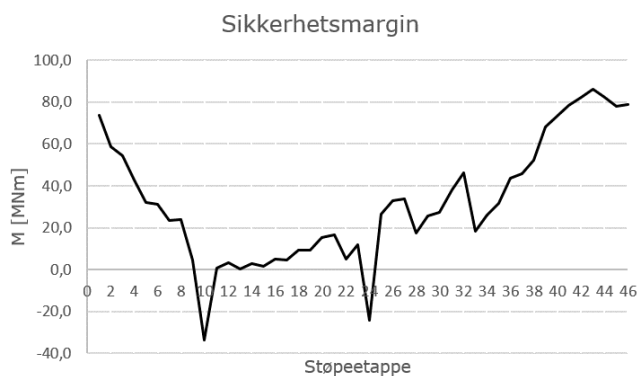
Figur 6.14: Prinsipp for synkende stivhet



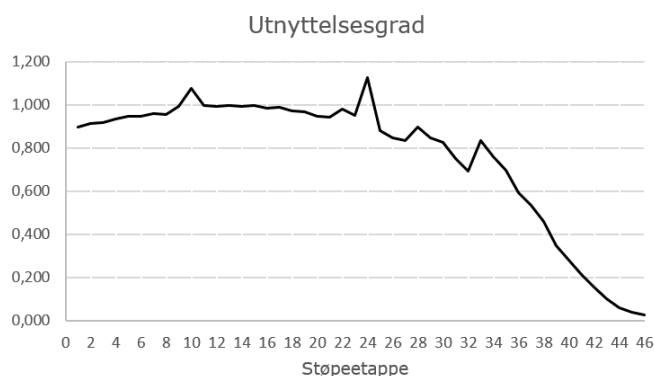
Figur 6.15: Faktisk tilfelle for synkende stivhet

Metoden for å finne utnyttelsesgraden er kun en tilnærming, da det er flere usikkerhetsfaktorer. En annen initiell stivhet vil gi en litt større eller mindre helning på kurven mellom punktene (κ_0, M_0) og (κ_n, M_n) , som gir en annen verdi for sikkerhetsmarginen. Dersom krumningen ved flyt ikke ligger innenfor intervallet $[\kappa_n, \kappa_0]$, altså at den ligger på forlengelsen av linjen, kan dette medføre at verdien til sikkerhetsmarginen blir unøyaktig. Metoden gir likevel en fin indikasjon på om tverrsnittet bør forsterkes for å oppnå en utnyttelsesgrad på konservativ side av hva som er ønskelig.

Figur 6.16 og 6.17 viser henholdsvis sikkerhetsmarginen og utnyttelsesgraden for samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning i de ulike støpetappene i lengderetning. I støpetappe 10 og 24 er utnyttelsesgraden over 1, hvilket vil si at armeringen flyter. Det skal altså ikke store lastpåkjenningen til før tverrsnittet går til brudd. De fleste av de første 24 støpetappene har en utnyttelsesgrad godt over 0.9.

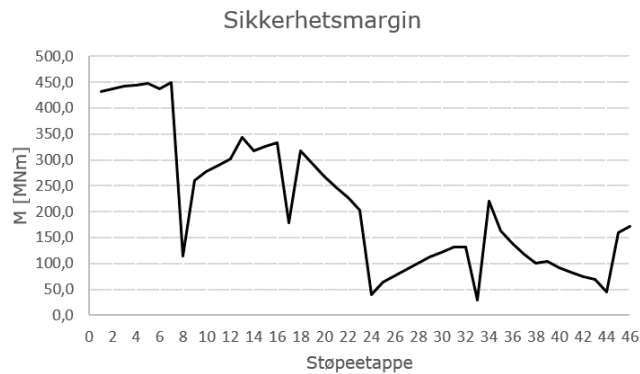


Figur 6.16: Sikkerhetsmargin i lengderetning

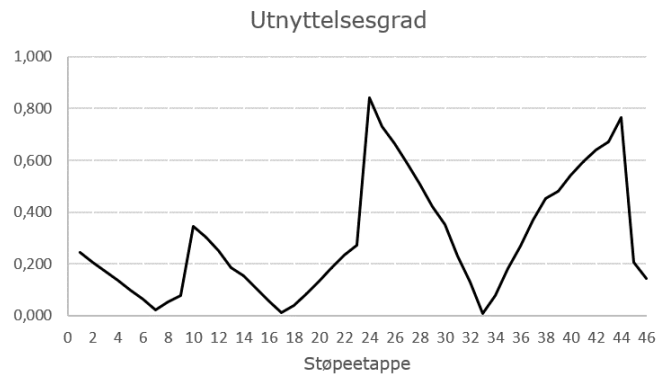


Figur 6.17: Utnyttelsesgrad i lengderetning

Figur 6.18 og 6.19 viser henholdsvis sikkerhetsmarginen og utnyttelsesgraden for samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning i de ulike støpetappene i tverretning. Her er det sett på lastsituasjonen som tårnbeinene ble dimensjonert for, altså tårnbein i lo i ferdigtilstand med tversgående vind. Utnyttelsesgraden ligger godt under 1 i alle støpetappene. Sammenlignet med kontrollen som ble gjort av tårnbein i le i ferdigtilstand med tversgående vind, er det fortsatt støpetappe 24 og 44 som er mest utsatt.



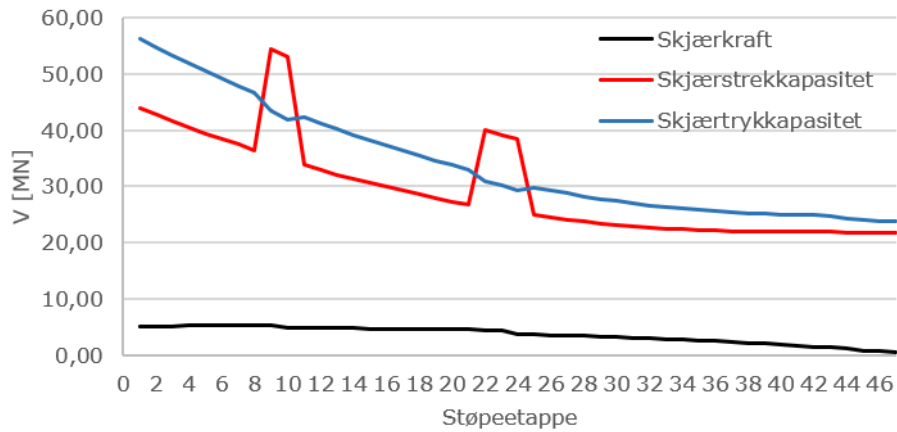
Figur 6.18: Sikkerhetsmargin i tverretning



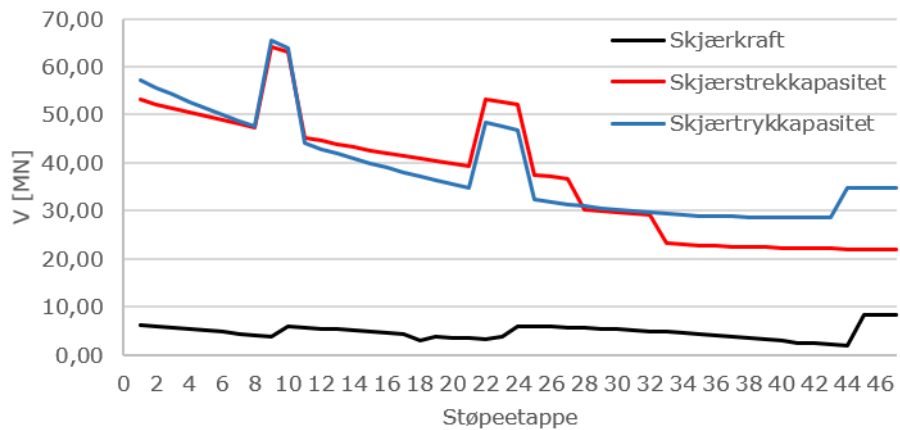
Figur 6.19: Utnyttelsesgrad i tverretning

6.5 Skjærkraft- og torsjonskapasitet

Skjærkraft- og torsjonskapasiteten er beregnet etter Eurokode 2.^[25] Beregninger er gitt i Vedlegg F. Den største skjærkraften i lengderetning og den største torsjonskraften jevnt over hele brutårnet opptrer ved lastkombinasjonen med vind i lengderetning i byggetilstand. Den største skjærkraften i tverretning jevnt over hele brutårnet opptrer ved lastkombinasjonen med vind i tverretning i ferdigtilstand i tårnbeinet i lo. Som nevnt i kapittel 6.2 er det også disse lastkombinasjonene stivheten til brutårnene er beregnet etter. Figur 6.20 og 6.21 viser skjærkraften V_{Ed} i henholdsvis lenderetning og tverretning i et tårnbein, sammenlignet med skjærstrekkkapasiteten $V_{Rd,s}$ og skjærtrykkkapasiteten $V_{Rd,max}$. Skjærkapasiteten får i noen tilfeller en økning i støpetapper med større veggtykkelse. Ellers synker den jevnt oppover brutårnet, hvilket er å forvente. Skjærkraften i brutårnet er betraktelig mindre enn både skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten, og kapasiteten er dermed tilstrekkelig.

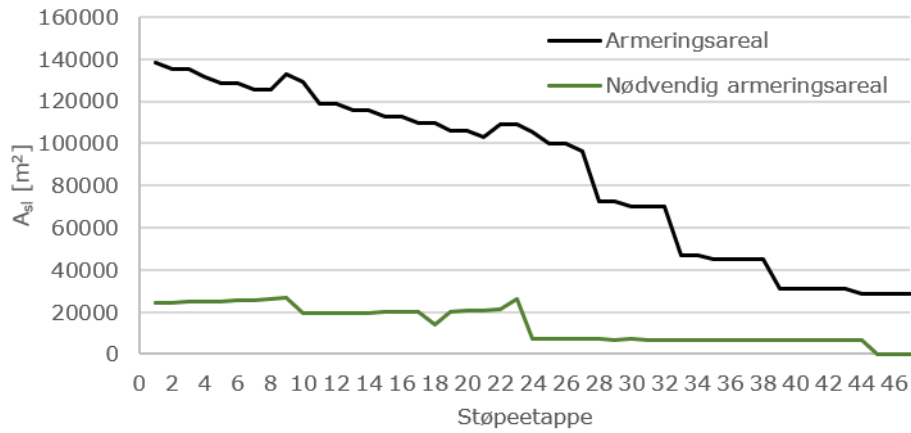


Figur 6.20: Langsgående skjærkraft



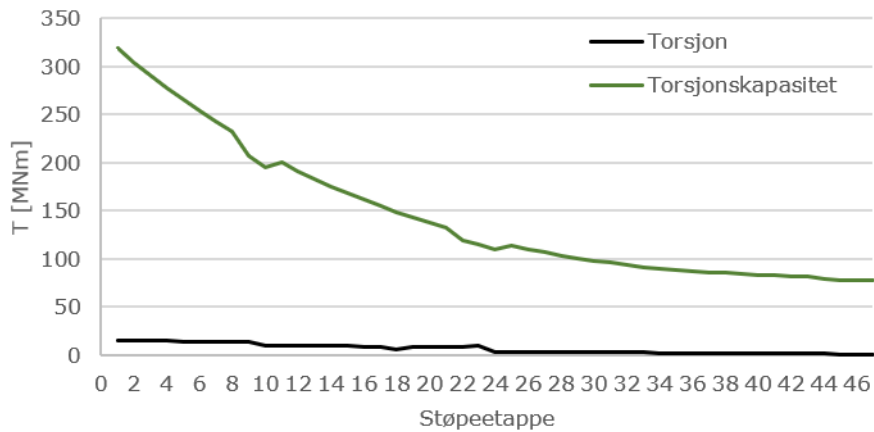
Figur 6.21: Tversgående skjærkraft

Figur 6.22 viser nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmeringen for torsjon ΣA_{sI} sammenlignet med faktisk lengdearmering A_{sI} i et tårnbein. Det er valgt å kun anta at lengdearmeringen i strekk på én side av tverrsnittet bidrar til å ta torsjonsmomenter. Siden de største torsjonsmomentene opptrer ved lastkombinasjonen med vind i lengderetning benyttes derfor vertikalarmeringen i én tverrvegg. Det faktiske armeringsarealet ligger langt over det nødvendige armeringsarealet, og det er dermed tilstrekkelig lengdearmering i alle støpeetapper for torsjon.



Figur 6.22: Nødvendig tverrsnittsareal for torsjon

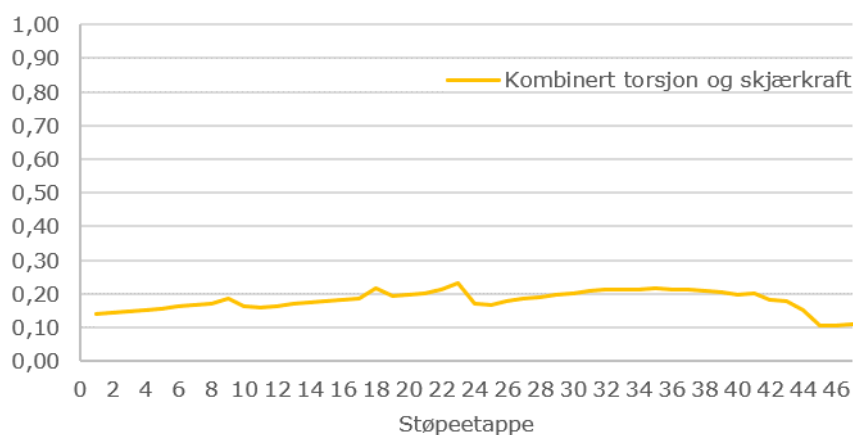
Figur 6.23 viser torsjonsmomentet T_{Ed} sammenlignet med torsjonskapasiteten $T_{Rd,max}$ i et tårnbein. Torsjonskapasiteten tar ikke hensyn til at de to tårnbeina er forbundet med rigler, hvilket vil motvirke torsjon. Dermed skulle torsjonskapasiteten egentlig ha vært noe større. Likevel ligger torsjonskapasiteten godt over torsjonsmomentene som virker i støpeetappene, og kapasiteten er dermed tilstrekkelig.



Figur 6.23: Torsjonsmoment

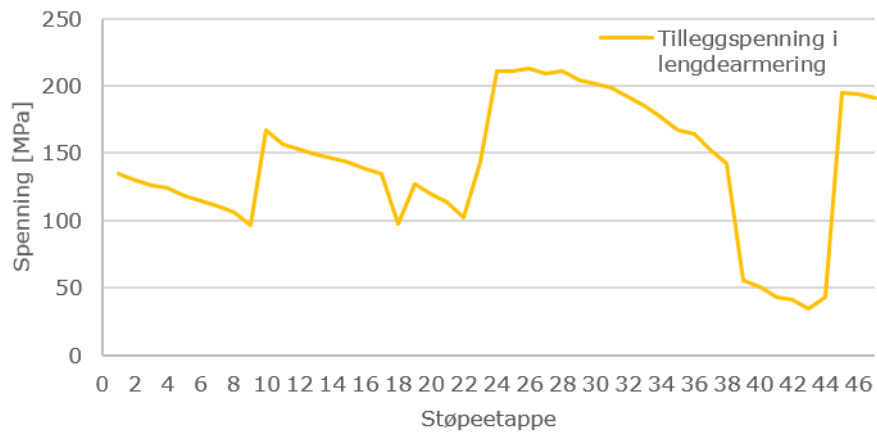
For å ikke overskride kapasiteten til en konstruksjonsdel utsatt for torsjon og skjærkraft må vilkåret i ligning 6.1 være oppfylt. Her er det valgt å bruke de største verdiene av $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ og $T_{Ed}/T_{Rd,max}$ uavhengig av lastkombinasjon i uttrykket, hvilket er mer konservativt enn å vurdere hver lastkombinasjon isolert sett. Figur 6.24 viser at vilkåret er oppfylt for alle støpetapper.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \quad (6.1)$$



Figur 6.24: Kombinert torsjon og skjærkraft

Tilleggskraften ΔF_{td} i lengdearmeringen fra skjærkraften V_{Ed} gir i noen av lastsituasjonene en ganske stor tilleggsspenning i armeringen. Dette gjør at armeringen i enkelte tilfeller vil kunne flyte. I lamellmetode-programmet finnes det ingen funksjon for å legge til tilleggskraft i armeringen, og tilleggskraften ΔF_{td} er derfor ikke tatt hensyn til i stivhetsberegningene. Figur 6.25 viser den største tilleggsspenningen $\Delta F_{td}/A_{sI}$ som vil kunne opptre i lengdearmeringen, hvilket skjer i lastkombinasjonen med vind i tverretning i ferdigtilstand i tårnbeinet i lo.



Figur 6.25: Tilleggsspenning i lengdearmring

7 Diskusjon

7.1 Lastberegninger

Lastene som brukes i modellene er egenlast, vindlast og trafikklast, i tillegg til en temperaturlast for å gjenspeile tilbaketrekingen av brutårnene. Disse ble vurdert som de viktigste lastene med tanke på styrkeberegningen av brutårnene. Skulle det vært gjort et grundigere arbeid i forbindelse med lastberegning, burde laster som snølast, jordskjelvlaster, ulykkeslaster og temperaturlaster vært inkludert.

Det er kun gjort beregninger med statisk vindlast. Som en kompensasjon for at det ikke tas hensyn til dynamisk vindlast, er det brukt full kastvind over hele høyden av brutårnene. Dette er konservativt, ettersom kastvind aldri vil opptre i konstruksjonen på denne måten. Samtidig beregnes konstruksjonen uten å ta hensyn til dynamisk oppførsel, hvilket gir mangelfulle resultater. Vindlasten på brutårnene er beregnet for 25-meters intervaller, hvilket gir større laster på lavereliggende støpeetapper i intervallene, enn hvis vindlasten hadde vært beregnet for mindre intervaller. Det tas ikke hensyn til le-effekter på brutårnene når vinden inntreffer i tverretning, noe som kunne vært tatt hensyn til med faktorer beregnet ved for eksempel vindtunnelforsøk. På bærekabler, hengestenger og hengestangfester er de største beregnede vindlastene som inntreffer på konstruksjonsdelene brukt over hele, istedenfor å benytte lastene for intervallene.

Trafikklasten er både beregnet etter Håndbok N400 og Eurokode 1. Beregningene etter Eurokode 1 er brukt i modellene, da disse var mest konservative. Ettersom Eurokode 1 er den gjeldende standarden til dags dato, kan det argumenteres for at å bruke disse beregningene uansett er et fornuftig valg. I lys av at masteroppgaven er en undersøkelse av arbeid gjort i tidligere tid, er dette på generell basis en understrekning av viktigheten av å ettergå beregninger gjort med utdaterte standarder.

7.2 Lamellmetode og styrkeberegning

For at beregningene av stivheten i brutårnene skulle bli så nøyaktige og korrekte som mulig, var det viktig å verifisere at lamellmetoden ga resultater i overensstemmelse med andre aksepterte beregningsmetoder basert på regler i Eurokode 2. Resultatene fra verifikasjonen i bruksgrensetilstand, viste at lamellmetoden ga mindre konservative resultater enn metode A. Dette skyldtes at lamellmetoden bruker parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng, istedenfor bilineær spenning-tøyningssammenheng som var brukt i metode A. Med like spenning-tøyningssammenhenger for de to metodene ble resultatene identiske. Fra resultatene i verifikasjonen i bruddgrensetilstand, kom det fram at lamellhøyden er avgjørende for nøyaktigheten til lamellmetoden. Ved bruk av mindre lamellhøyde, ville resultatene konvergere mot den eksakte løsningen av M-N-diagrammet.

Stivheten er beregnet med en *fiktiv* elastisitetsmodul, fordi andre arealmoment for uarmert betong er brukt i modellene. Likevel er bøyestivheten EI korrekt, ettersom resultatene fra analysen konvergerer ved bruk av lamellmetoden og momentkrumningsrelasjonen gjennom flere iterasjoner. Det at elastisitetsmodulen er rundt 30% av E_{cm} i lengderetning og 60% av E_{cm} i tverretning, viser at bøyestivheten i lengderetning er betraktelig mer redusert. Dette har sammenheng med at stivheten i tverretning er påvirket av at brutårnet er støttet med to tårnbein i en gunstigere retning enn i lengderetning. Stivheten i lengderetning vil likevel være svært styrket av bærekablene etter at brua er bygd, og av den grunn er byggetilstanden før montasje av bærekabler dimensjonerende for brutårnet i lengderetning.

Beregningene av stivheten i tverretning ble gjort ved bruk av de opptredende kreftene i tårnbeinet i lo for vinden. Kontrollen av brutårnene for samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning viste at i støpetappe 44 i tårnbeinet i le var det fare for brudd. Av den grunn burde det vært gjort en stivhetsberegning også for dette tårnbeinet, for å kontrollere om kapasiteten er tilstrekkelig.

Beregningene for stivheten i lengderetning og tverretning er gjort separat. Det er derfor ikke undersøkt biaksial bøyning. Dette kunne vært aktuelt å sjekke i et scenario der vinden inntreffer på skrått av brua. For slike beregninger ville verken lamellmetoden eller modellene vært brukelige, ettersom lamellmetoden kun tar hensyn til bøyning i én retning, og elastisitetsmodulene som brukes i modellene er beregnet utifra dette.

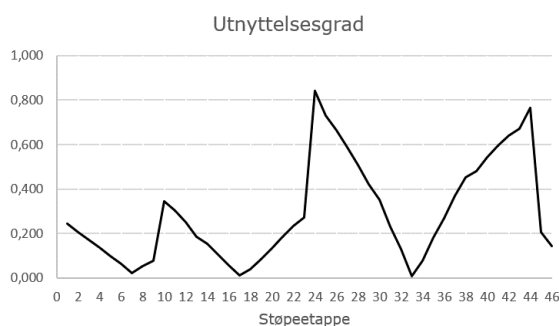
7.3 Modellering i forbindelse med utnyttelsesgrad

Konvergenstesten som ble gjort for å finne nødvendig elementstørrelse på konstruksjonsdelene i modellene, viser også at modellene fungerer godt. Ettersom resultatene konvergerer, er det ingen numerisk ustabilitet i knutepunkter. Krefter og forskyvninger er også fornuftige utifra hva som var forventet, noe som indikerer at brua er modellert på en korrekt måte.

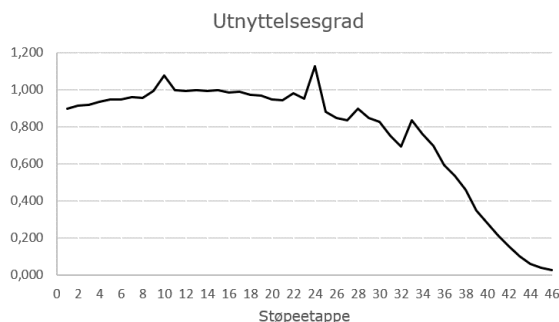
Det er likevel gjort forenklinger i modelleringen av brutårnene, som gir mindre konservative resultater. Øverste 15 meter av brutårnene er utelatt fra modellene. Ettersom den fordelte lastene fra disse delene er modellert som punktlaster, vil spesielt de øverste støpetappene i underkant av sadlene i liten grad bli påvirket av moment. De lavereliggende støpetappene i tårnbeina vil antageligvis ikke bli påvirket av denne forenklingen i særlig grad.

Riglene er modellert med elastisitetsmodul $E = 36000\text{MPa}$ og andre arealmoment for uarmert betong. Dette gir riglene en svært stor bøyestivhet sammenlignet med tårnbeina. Ettersom riglene er forspent er det likevel naturlig at stivheten i disse er større enn i tårnbeina, men den faktiske stivheten er ikke undersøkt.

Både forenklingen med å utelate tårntoppene og å anta en svært høy bøyestivhet i riglene, kan gi mindre konservative resultater. Dette kan ha hatt stor betydning for beregningene av utnyttelsesgraden i støpeetappene ved riglene. For samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning i tverretning er utnyttelsesgraden i støpeetappe 44 i underkant av 80%, vist på figur 7.1. Støpeetappe 44 befinner seg like ved toppriglene og sadlene, og ville derfor vært utsatt for betraktelig større moment hvis tårntoppene hadde vært modellert, noe som ville påvirket utnyttelsesgraden. I lengderetning er utnyttelsesgraden i støpeetappe 10 og 24 på rundt 110%, vist på figur 7.2. Dersom riglene er modellert med større stivhet enn i realiteten, vil det føre til at større moment tas opp av riglene, hvilket gir et underestimat av momentene som opptrer i områdene rundt. Dette betyr isåfall at utnyttelsesgraden på 110% gir et underestimat av den faktiske utnyttelsesgraden.



Figur 7.1: Utnyttelsesgrad i tverretning



Figur 7.2: Utnyttelsesgrad i lengderetning

Metoden som er brukt for beregningene av utnyttelsesgraden er kun en tilnærming, både fordi det er flere svakheter ved selve metoden, men også fordi det er for mange usikkerhetsfaktorer ved det å beregne en utnyttelsesgrad. En økning av momentet i en støpeetappe vil påvirke aksialkraften, krumningen og dermed elastisitetsmodulen både for den aktuelle støpeetappen, men også for resten av brutårnet. Derfor er det umulig å bestemme hvor stort moment en enkelt støpeetappe kan tåle, kun basert på moment-krumningsdiagrammet for støpeetappen. For mer nøyaktige beregninger av utnyttelsesgraden kunne det vært modellert lokale skallmodeller av støpeetappene.

7.4 Videre arbeid

For å undersøke kritiske snitt i brutårnene bør det i det videre arbeidet modelleres lokale skallmodeller. Disse kan brukes til å modellere nøyaktige tverrsnittsdimensjoner med utsparinger og armeringsmengde i det aktuelle området av brutårnet. Spesielt i områdene ved riglene, der utnyttelsesgraden er størst, vil dette være nyttig for en mer nøyaktig beregning av blant annet stivheten, utnyttelsesgraden og samspillet mellom rigler og tårnbein.

I forbindelse med prosjektet Ferjefri E39 er det ønskelig å benytte betong med svært høy trykkfasthet. NTNU forsker til dags dato på en B100-betong. I denne masteroppgaven er det kun undersøkt brutårn med B45-betong, men det kan være interessant å undersøke hva som kan spares av materialer i forbindelse med reduksjon av tverrsnittsdimensjoner, ved bruk av sterkere betong.

Momentene som oppstår ved tårnbeina i overkant av midtriglene og toppriglene som følge av vindlast i tverretning, er svært store i forhold til momentene i underkant av midtriglene og planumsriglene. Dette skyldes at avstanden mellom midtriglene og toppriglene er større enn avstanden mellom midtriglene og planumsriglene. I videre arbeid vil det være interessant å undersøke hvilken virkning det å plassere riglene annerledes eller legge inn flere rigler vil ha på for eksempel momentene i tårnbeina.

Skjærkraft- og torsjonskapasiteten er med god margin tilstrekkelig i alle støpetapper. I videre arbeid kan det være interessant å undersøke om mengden tverrarmoring kan reduseres uten at minimumskrav i henhold til Eurokode 2 blir påvirket.

8 Konklusjon

Målet med denne masteroppgaven var å gjøre en styrkeberegning av brutårnene på Hardangerbrua i bruddgrensetilstand, for å undersøke om kapasiteten til brutårnene er tilstrekkelig.

Verifikasjonen av lamellmetoden viste at metoden ga nøyaktige resultater sammenlignet med andre aksepterte metoder både i bruksgrensetilstand og bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand var avviket mellom metodene 23.2% for tøyingsberegningen, 5.7% for spenningsberegningen og 16.8% for krumningsberegningen. Avviket skyldtes at forskjellige spennings-tøyingsssammenhenger var brukt i metodene, og med like spennings-tøyingsssammenhenger ga metodene identiske resultater. I bruddgrensetilstand stemte det eksakte M-N-diagrammet godt med punktene beregnet med lamellmetoden. Det ble likevel funnet ut at lamellmetoden ville gitt mer nøyaktige resultater med mindre lamellhøyder.

Konvergenstesten viste at en endring i elementstørrelse ga en endring i resultater på under 0.1% i de fleste tilfeller. Momentene ved toppriklene i byggetilstand endret seg hele 2.5% ved en endring fra elementstørrelse på 1m til 0.1m, men siden momentene i dette området var svært små, var denne endringen neglisjerbar.

Stivhetsberegningen av brutårnene i både lengderetning og tverretning av brua ga konvergerende resultater for elastisitetsmodul, krumning, aksialkraft og moment. Dette er en god indikasjon på at kapasiteten for samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning er tilstrekkelig i begge retninger. Likevel viste utnyttelsesgraden at dette ikke er tilfellet i spesielt støpeetappene ved riglene. I lengderetning overgås kapasiteten med mellom 10% og 20% i støpeetappe 10 og 24. Dessuten er utnyttelsesgraden godt over 90% i de fleste av de første 24 støpeetappene i lengderetning. Derimot i tverretning er utnyttelsesgraden i de fleste støpeetappene under 60%.

Kontrollen av brutårnene for samtidig moment- og aksialkraftpåkjenning, viste at momentene i støpeetappene ligger godt under momentene ved flyt i armeringen. Denne kontrollen var gjort for andre lastkombinasjoner enn lastkombinasjonene som ble brukt i stivhetsberegningene, noe som indikerer at de mest ugunstige lastkombinasjonene for brutårnet i lengderetning og tverretning ble brukt i stivhetsberegningene.

Kapasiteten for skjærkraft og torsjonsmoment er med god margin tilstrekkelig for alle lastkombinasjoner som er undersøkt. Skjærkreftene er mindre enn 10MN i alle støpeetapper, mens skjærstrekk- og skjærtrykkkapasiteten er større enn 20MN. Torsjonsmomentene er mindre enn 25MN i alle støpeetapper, mens torsjonskapasiteten synker gradvis fra rundt 320MN til 80MN. Den største verdien i vilkåret for kombinert skjærkraft og torsjonsmoment er 0.24, mens maksimalverdien er 1.

Referanser

- [1] Statens vegvesen. Delprosjekt - Ferjefri E39 [Internett]. Norge: Statens vegvesen; ukjent publiseringsdato [hentet 1. juni 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39/delprosjekt>
- [2] Statens vegvesen. Ferjefri E39 [Internett]. Norge: Statens vegvesen; ukjent publiseringsdato [hentet 1. juni 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39>
- [3] Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Valg av masteroppgave innen fagområdet: Beregning og analyse av betongkonstruksjoner og betongteknologi. Trondheim: NTNU; 8. november 2019.
- [4] Norconsult. Hardangerbrua [Internett]. Sandvika: Norconsult; ukjent publiseringsdato [hentet 1. juni 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.norconsult.no/prosjekter/hardangerbrua/>
- [5] Bridgeinfo.net. Hardanger Bridge [Internett]. Broer.no; ukjent publiseringsdato [hentet 1. juni 2020]. Tilgjengelig fra: <http://bridgeinfo.net/bridge/index.php?ID=106>
- [6] Eltvik, L. Hengebruer [Forelesningsnotat]. Trondheim: NTNU; 2007.
- [7] Gimsing NJ, Georgakis CT. Cable Supported Bridges. Concept and Design. 3. utg. West Sussex, Storbritannia: John Wiley & Sons, Ltd; 2012.
- [8] Tripadvisor. Hardanger Bridge [Internett]. Tripadvisor; 2017 [hentet 1. juni 2020]. Tilgjengelig fra: https://www.tripadvisor.com/Attraction_Review-g7159542-d8065053-Reviews-Hardanger_Bridge-Ulvik_Ulvik_Municipality_Hardanger_Hordaland_Western_Norway.html#photos;aggregationId=101&albumid=101&filter=7&ff=288911602
- [9] Tripadvisor. Hardanger Bridge [Internett]. Tripadvisor; 2017 [hentet 1. juni 2020]. Tilgjengelig fra: https://www.tripadvisor.com/Attraction_Review-g7159542-d8065053-Reviews-Hardanger_Bridge-Ulvik_Ulvik_Municipality_Hardanger_Hordaland_Western_Norway.html#photos;aggregationId=101&albumid=101&filter=7&ff=278861508
- [10] Statens vegvesen. 12-2950 Hardangerbrua. Beregninger. Statens vegvesen; 2008. Revisjon 5.
- [11] Norwegian University of Science and Technology. Student Project: Modelling and Dynamic Analysis of Suspension Bridges. Trondheim; 2017
- [12] Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruseksjonen. [Arbeidstegninger]. Norge: Statens vegvesen; 2006.
- [13] ResearchGate. 3D beam element with six degrees of freedom at each node in local coordinates. ResearchGate; 2016 [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/figure/3D-beam-element-with-six-degrees-of-freedom-at-each-node-in-local-coordinates_fig1_305266791
- [14] Massachusetts Institute of Technology. Beam Elements [Internett]. Massachusetts, USA: MIT; ukjent publiseringsdato [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEGSARefMap/simagsa-c-elmbeamelm.htm>

- [15] Massachusetts Institute of Technology. Choosing a beam element [Internett]. Massachusetts, USA: MIT; ukjent publiseringsdato [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEELMRefMap/simaelm-c-beamelem.htm#simaelm-c-beamelem-t-TimoshenkohearFlexibleBeams-sma-topic4>
- [16] Massachusetts Institute of Technology. Selecting beam elements [Internett]. Massachusetts, USA: MIT; ukjent publiseringsdato [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEGSARefMap/simagsa-c-bmsslbtbeamel.htm>
- [17] Statens vegvesen. Hardangerbrua. Teknisk brosjyre [Internett]. Norge: Statens vegvesen; ukjent publiseringsdato [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/113344/binary/206607?fast_title=Teknisk+brosjyre+Hardagerbrua%2C+bokm%C3%A51+%28pdf%29
- [18] Norsk Standard. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster [Internett]. Brussel: Norsk Standard; 2005 [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/>
- [19] Kyte AG. Tårna på Hardangerbrua [Foredrag]. Norconsult; 2020
- [20] Vegdirektoratet. Håndbok N400. Bruprosjektering [Internett]. Norge: Statens vegvesen; 2009 [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/115441
- [21] Norsk Standard. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer [Internett]. Brussel: Norsk Standard; 2003 [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/>
- [22] Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.). Norge: Samferdselsdepartementet; 2017.
- [23] Norsk Standard. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [Internett]. Brussel: Norsk Standard; 2002 [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/>
- [24] Sørensen SI. Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget; 2013.
- [25] Norsk Standard. NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger [Internett]. Brussel: Norsk Standard; 2004 [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/>
- [26] Fenerci A, Øiseth O, Rønquist A. Long-term monitoring of wind field characteristics and dynamic response of a long-span suspension bridge in complex terrain [Internett]. Trondheim: NTNU; 2017 [hentet 1. februar 2020]. Tilgjengelig fra: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2479579>

Vedlegg

Vedlegg A Armeringsliste for vertikalarming

Tabell A.1: Vertikalarming i brutårbein^[12]

Støpeetappe	Armeringsliste for vertikalarming				Benyttet vertikalarming	
	Tverrvegg (per vegg)	IK langvegg (per vegg)	YK langvegg (per vegg)	Hjørne (per hjørne)	Tverrvegg (per vegg)	Langvegg (per vegg)
1	40Ø32c150 BS 40Ø32c150 BS	49Ø25c150 BS 20Ø25 7BØ16c150 7BØ12c150 7BØ16c150 7BØ12c150	49Ø25c150 BS	6Ø32	172Ø32	118Ø25
2	39Ø32c150 BS 39Ø32c150 BS	48Ø25c150 BS	48Ø25c150 BS	6Ø32	168Ø32	116Ø25
3	39Ø32c150 BS 39Ø32c150 BS	47Ø25c150 BS	47Ø25c150 BS	6Ø32	168Ø32	114Ø25
4	38Ø32c150 BS 38Ø32c150 BS	45Ø25c150 BS	45Ø25c150 BS	6Ø32	164Ø32	110Ø25
5	37Ø32c150 BS 37Ø32c150 BS	44Ø25c150 BS	44Ø25c150 BS	6Ø32	160Ø32	108Ø25
6	37Ø32c150 BS 37Ø32c150 BS	43Ø25c150 BS	43Ø25c150 BS	6Ø32	160Ø32	106Ø25
7	36Ø32c150 BS 36Ø32c150 BS	41Ø25c150 BS	44Ø25c150 BS	6Ø32	156Ø32	102Ø25
8	36Ø32c150 BS 36Ø32c150 BS 12Ø32 4Ø16 3Ø16 4Ø16 16Ø16	40Ø25c150 BS	40Ø25c150 BS 12Ø32	6Ø32	156Ø32	100Ø25
9	36Ø32c150 BS 36Ø32c150 BS 36Ø32c150	36Ø25c150 BS 2Ø20 12BØ16c150 4Ø25	36Ø25c150 BS 12Ø32 2Ø20 6Ø16	6Ø32	165Ø32	102Ø25
10	35Ø32c150 BS 35Ø32c150 BS 35Ø32c150	35Ø25c150 BS 2Ø20	35Ø25c150 BS 2Ø20 12Ø32	6Ø32	161Ø32	91Ø25
11	34Ø32c150 BS 34Ø32c150 BS	37Ø25c150 BS 7BØ16c150 8Ø25 7BØ12c150	37Ø25c150 BS	6Ø32	148Ø32	94Ø25
12	34Ø32c150 BS 34Ø32c150 BS	36Ø25c150 BS 14BØ16c150 8Ø25 14BØ12c150	36Ø25c150 BS	6Ø32	148Ø32	92Ø25
13	33Ø32c150 BS 33Ø32c150 BS	35Ø25c150 BS 7BØ16c150 7BØ12c150	35Ø25c150 BS	6Ø32	144Ø32	90Ø25
14	33Ø32c150 BS 33Ø32c150 BS	34Ø25c150 BS	34Ø25c150 BS	6Ø32	144Ø32	88Ø25
15	32Ø32c150 BS 32Ø32c150 BS	33Ø25c150 BS	33Ø25c150 BS	6Ø32	140Ø32	86Ø25
16	32Ø32c150 BS 32Ø32c150 BS	32Ø25c150 BS	32Ø25c150 BS	6Ø32	140Ø32	84Ø25
17	31Ø32c150 BS 31Ø32c150 BS	31Ø25c150 BS	31Ø25c150 BS	6Ø32	136Ø32	82Ø25
18	31Ø32c150 BS 31Ø32c150 BS	30Ø25c150 BS	30Ø25c150 BS	6Ø32	136Ø32	80Ø25
19	30Ø32c150 BS 30Ø32c150 BS	29Ø25c150 BS	29Ø25c150 BS	6Ø32	132Ø32	78Ø25
20	30Ø32c150 BS 30Ø32c150 BS	29Ø25c150 BS	29Ø25c150 BS	6Ø32	132Ø32	78Ø25

Tabell A.2: Vertikalarmering i brutårbein^[12]

21	29Ø32c150 BS 29Ø32c150 BS 12Ø32 4Ø16 3Ø16 4Ø16 16Ø16	28Ø25c150 BS	28Ø25c150 BS 12Ø32	6Ø32	128Ø32	76Ø25
22	29Ø32c150 BS 29Ø32c150 BS 29Ø16c150	24Ø25c150 BS 2Ø20 12BØ16c150 4Ø25	24Ø25c150 BS 2Ø20 12Ø32 6Ø16	6Ø32	135Ø32	78Ø25
23	29Ø32c150 BS 29Ø32c150 BS 29Ø16c150	23Ø25c150 BS 2Ø20	23Ø25c150 BS 2Ø20 12Ø32 6Ø16	6Ø32	135Ø32	67Ø25
24	28Ø32c150 BS 28Ø32c150 BS 28Ø16c150	23Ø25c150 BS 2Ø20 14BØ16c150 8Ø25 14BØ12c150	23Ø25c150 BS 2Ø20 6Ø16 12Ø12	6Ø32	131Ø32	72Ø25
25	28Ø32c150 BS 28Ø32c150 BS	26Ø25c150 BS	29Ø25c150 BS	6Ø32	124Ø32	72Ø25
26	28Ø32c150 BS 28Ø32c150 BS	25Ø25c150 BS	25Ø25c150 BS	6Ø32	124Ø32	70Ø25
27	27Ø32c150 BS 27Ø32c150 BS	25Ø25c150 BS	25Ø25c150 BS	6Ø32	120Ø32	70Ø25
28	26Ø32c150 BS 26Ø32c150	24Ø25c150 BS	24Ø25c150 BS	6Ø32	90Ø32	68Ø25
29	26Ø32c150 BS 26Ø32c150	24Ø25c150 BS	24Ø25c150 BS	6Ø32	90Ø32	68Ø25
30	25Ø32c150 BS 25Ø32c150	24Ø25c150 BS	24Ø25c150 BS	6Ø32	87Ø32	68Ø25
31	25Ø32c150 BS 25Ø32c150	23Ø25c150 BS	23Ø25c150 BS	6Ø32	87Ø32	66Ø25
32	25Ø32c150 BS 25Ø32c150	23Ø25c150 BS	23Ø25c150 BS	6Ø32	87Ø32	66Ø25
33	23Ø32c150 BS	23Ø25c150 BS	23Ø25c150 BS	6Ø32	58Ø32	66Ø25
34	23Ø32c150 BS	23Ø25c150 BS	23Ø25c150 BS	6Ø32	58Ø32	66Ø25
35	22Ø32c150 BS	23Ø25c150 BS 8Ø12	23Ø25c150 BS	6Ø32	56Ø32	66Ø25
36	22Ø32c150 BS	22Ø25c150 BS	22Ø25c150 BS	6Ø32	56Ø32	64Ø25
37	22Ø32c150 BS	22Ø25c150 BS	22Ø25c150 BS	6Ø32	56Ø32	64Ø25
38	22Ø32c150 BS	22Ø25c150 BS	22Ø25c150 BS	6Ø32	56Ø32	64Ø25
39	22Ø25c150 BS	22Ø32c150 BS	22Ø32c150 BS	6Ø32	64Ø25	92Ø25
40	22Ø25c150 BS	22Ø32c150 BS	22Ø32c150 BS	6Ø32	64Ø25	92Ø25
41	22Ø25c150 BS	22Ø32c150 BS	22Ø32c150 BS	6Ø32	64Ø25	92Ø25
42	22Ø25c150 BS	22Ø32c150 BS 4Ø12	22Ø32c150 BS	6Ø32	64Ø25	92Ø25
43	22Ø25c150 BS	22Ø32c150 BS 8Ø12 6Ø16	22Ø32c150 BS 12Ø12	6Ø32	64Ø25	95Ø25
44	11Ø25c300 BS 11Ø25c300 BS 7Ø16c150 7Ø16c150	(4+4)Ø32c300 BS (4+4)Ø32c300 BS 16Ø32 12BØ16 12Ø20	11Ø32c300 BS 11Ø32c300 BS 4Ø20 4Ø12	Unna rigel: 2Ø32 2Ø32 Nær rigel: 3Ø32 3Ø32	59Ø25	67Ø25
45					59Ø25	67Ø25
46					59Ø25	67Ø25
46 topp					59Ø25	67Ø25

Vedlegg B Utfyllende beregning av vindlast

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009^[18]

Basisvindhastighet

NA.4.2(2)P

Basisvindhastigheten bestemmes av ligning B.1.

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot V_{b,0} \quad (\text{B.1})$$

Tabell NA.4(901.1)

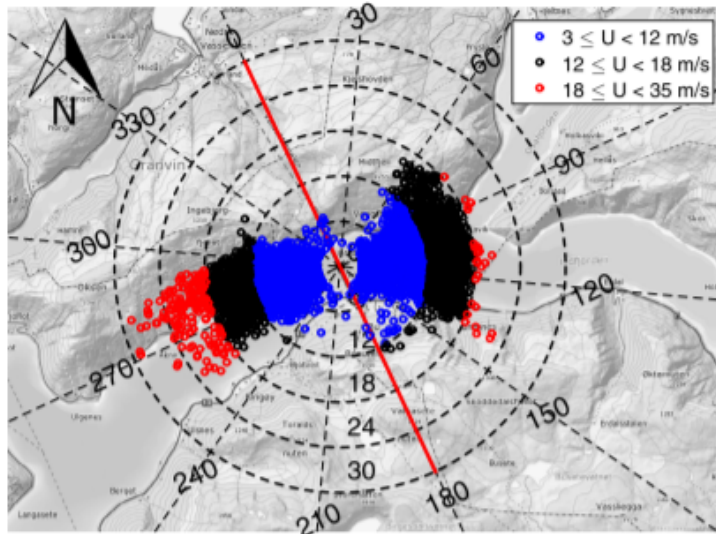
Referansevindhastigheten $v_{b,0}$ er den karakteristiske 10 minutters middelvindhastigheten, uavhengig av vindretning og årstid, 10 meter over terrengnivå i åpent terreng med lav vegetasjon og avstand mellom enkelthindringer på minst 20 ganger deres høyde. Hardangerbrua ligger i nærheten av Eidfjord der referansevindhastigheten $v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$.

Tabell NA.4(901.4)

Retningsfaktoren c_{dir} bestemmes utifra hvilken retning vinden har, se tabell B.1. For fjorder vil vinden stort sett gå langs fjorden, +/- 30°, se figur B.1. Den røde linja viser bruaksen av Hardangerbrua. Siden bruaksen er orientert på tvers av fjorden, vil vinden altså kun inntreffe på tvers av bruaksen, +/- 30°. Vind langsgående bruaksen er altså liten i forhold til tversgående vind. I følge tabell B.1 vil vind langs bruaksen gi retningsfaktor $c_{dir} = 1$, men siden vinden ikke inntreffer i denne retningen er det rimelig å anta at retningsfaktoren kan settes $c_{dir} = 0.8$. Vind på tvers av bruaksen gir retningsfaktor $c_{dir} = 1$.

Region	N	NØ	Ø	SØ	S	SV	V	NV
Hordaland, ytre	0.9	0.6	0.8	0.9	1	1	1	1

Tabell B.1: Retningsfaktor



Figur B.1: Plot av 10 minutters middelvind^[26]

Tabell NA.4(901.5)

Ekstremverdier for basisvindhastighet avhenger av årstiden, gitt av faktoren c_{season} , se tabell B.2. Denne kan brukes for midlertidige konstruksjoner og konstruksjoner i utførelsesfasen (byggetilstanden). Byggetilstanden foregår gjennom alle måneder av året og årstidsfaktoren $c_{season} = 1$.

Årstid	mai - august	september - april
c_{season}	0.8	1.0

Tabell B.2: Årstidsfaktor

NA.4.2(2)P(901.1)

Nivåfaktoren c_{alt} tar hensyn til økning av basisvindhastigheten v_b i områder over tregrensenivået H_0 . Ettersom Hardangerbrua ligger i et område langt under tregrensen, settes nivåfaktoren $c_{alt} = 1$.

4.2

Den 10 minutters vindhastigheten som har en sannsynlighet p for overskridelse et tilfeldig valgt år, bestemmes ved å multiplisere basisvindhastigheten v_b med sannsynlighetsfaktoren c_{prob} . Sannsynligheten p er gitt i ligning B.2 der T er returperioden. Sannsynlighetsfaktoren c_{prob} er gitt i ligning B.3 der $n = 0.5$ og $K = 0.2$. Tabell B.3 viser en oversikt over sannsynlighetsfaktorene som velges i byggetilstand og ferdigtilstand.

$$p = 1 - e^{-1/T} \quad (\text{B.2})$$

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n \quad (\text{B.3})$$

	Byggetilstand	Ferdigtilstand
T	10	50
p	0.095	0.02
C_{prob}	0.906	1

Tabell B.3: Sannsynlighetsfaktor

Tabell B.4 viser verdiene av C_{dir} , C_{season} , C_{alt} , C_{prob} og v_b for byggetilstand og ferdigtilstand med vindretning på brua.

Fase	C_{dir}	C_{season}	C_{alt}	C_{prob}	v_b [m/s]
Byggetilstand langsgående vind	0.8	1	1	0.906	18.8
Byggetilstand tversgående vind	1	1	1	0.906	23.6
Ferdigtilstand langsgående vind	0.8	1	1	1	20.8
Ferdigtilstand tversgående vind	1	1	1	1	26.0

Tabell B.4: Basisvindhastighet

Middelvindhastighet og vindkasthastighetstrykk

4.3.1

Middelvindhastigheten $v_m(z)$ bestemmes av ligning B.4.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (\text{B.4})$$

4.3.2

Ruhetsfaktoren $c_r(z)$ angir variasjon i stedsvindhastighet på byggestedet og bestemmes av ligning B.5, der k_r er terrengruhetsfaktoren og z_0 er ruhetslengden. Tabell B.5 viser en oversikt over faktorer brukt for tversgående og langsgående vind.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (\text{B.5})$$

	Langs	Tvers
k_r	0.19	0.17
z_0	0.05	0.01

Tabell B.5: Faktorer for å bestemme ruhetsfaktor

4.3.3

Terrengformfaktoren settes til $c_0 = 1$ da det mangler informasjon om terrengformen.

4.4

Turbulensintensiteten $I_v(z)$ bestemmes av ligning B.6, der k_I er turbulensfaktoren. På grunn av manglende informasjon om områdene rundt Hardangerbrua brukes verdier fra beregningsgrunnlaget til Hardangerbrua.^[10] For langsgående vind er $k_I = 1.4$ og for tversgående vind er $k_I = 1.2$.

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (\text{B.6})$$

4.5

Vindkasthastigheten $v_p(z)$ bestemmes av ligning B.7, der toppfaktoren $k_p = 3.5$. Videre bestemmes vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$ av ligning B.8, der massetettheten til luft $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$.

$$v_p(z) = v_m(z) \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} \quad (\text{B.7})$$

$$q_p(z) = 0.5 \cdot \rho \cdot v_p(z)^2 \quad (\text{B.8})$$

Tabell B.6 og B.7 viser verdiene av $c_r(z)$, $I_v(z)$, $v_m(z)$, $v_p(z)$ og $q_p(z)$ ved ulike kotehøyder z for henholdsvis langsgående vind og tversgående vind i ferdigtilstand. Ved å multiplisere med $c_{prob} = 0.906$ fås verdiene av $q_p(z)$ for byggetilstand, vist i tabell B.8 .

z [m]	c_r	I_v	v_m [m/s]	v_p [m/s]	q_p [N/m ²]
50	1.312	0.203	27.3	42.5	1127
75	1.390	0.191	28.9	44.2	1222
100	1.444	0.184	30.0	45.5	1291
125	1.487	0.179	30.9	46.4	1346
150	1.521	0.175	31.6	47.2	1392
175	1.550	0.172	32.3	47.8	1431
200	1.576	0.169	32.8	48.4	1465

Tabell B.6: Langsgående vind i ferdigtilstand

z [m]	c_r	I_v	v_m [m/s]	v_p [m/s]	q_p [N/m ²]
50	1.448	0.141	37.6	53.1	1759
75	1.517	0.134	39.4	55.0	1887
100	1.566	0.130	40.7	56.3	1980
125	1.604	0.127	41.7	57.3	2054
150	1.635	0.125	42.5	58.2	2115
175	1.661	0.123	43.2	58.9	2168
200	1.684	0.121	43.8	59.5	2213

Tabell B.7: Tversgående vind i ferdigtilstand

	Langsgående vind	Tversgående vind
z [m]	q_p [N/m ²]	q_p [N/m ²]
50	1594	1021
75	1710	1107
100	1794	1170
125	1861	1219
150	1916	1261
175	1964	1296
200	2005	1327

Tabell B.8: Vind i byggetilstand

Brutårn

Vindlasten f_D på brutårnene bestemmes av ligning B.9 for langsgående vind og B.10 for tversgående vind.

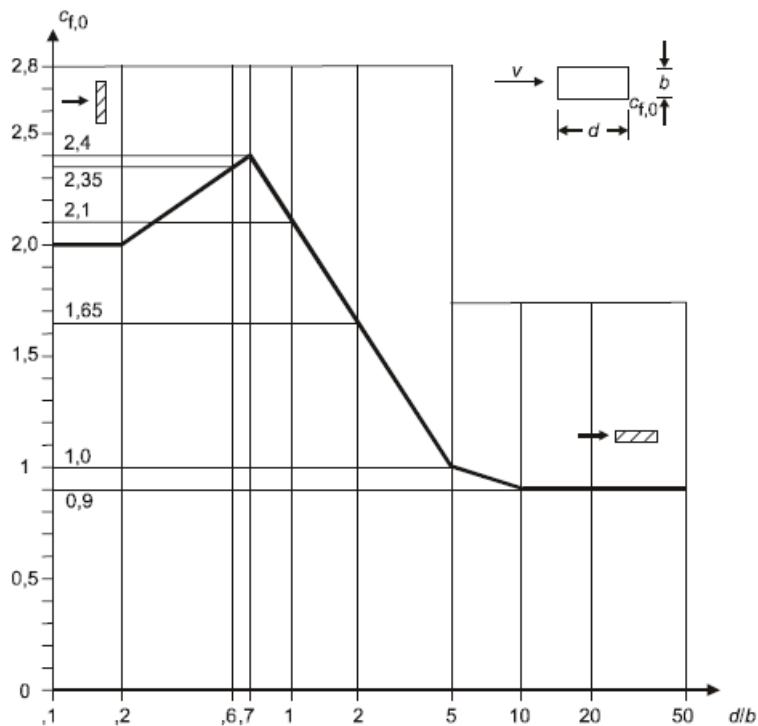
$$f_D(z) = c_f \cdot q_p(z) \cdot B \quad (\text{B.9})$$

$$f_D(z) = c_f \cdot q_p(z) \cdot H \quad (\text{B.10})$$

7.6

Kraftfaktoren c_f bestemmes av ligning B.11. Faktoren $c_{f,0}$ er kraftfaktoren for rektangulære tverrsnitt med skarpe hjørner og uten fri omstrømning ved endene. Denne bestemmes ved interpolasjon av figur B.2. Tabell B.9 og B.10 gir kraftfaktorene for henholdsvis langsgående og tversgående vind.

$$c_f = c_{f_0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (\text{B.11})$$



Figur 7.23 – Kraftfaktorer $c_{f,0}$ for rektangulære tverrsnitt med skarpe hjørner og uten fri omstrømning ved endene

Figur B.2: Kraftfaktor for brutårn^[18]

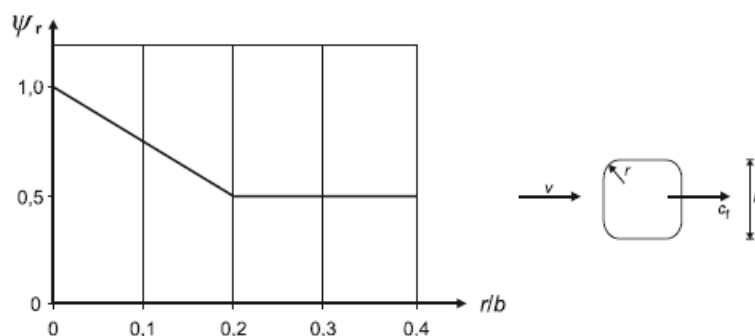
z [m]	$H = d$ [mm]	$B = b$ [mm]	d/b	$c_{f,0}$
50	6614	5980	1.11	2.07
75	5738	5490	1.05	2.09
100	5097	5100	1.00	2.10
125	4687	4806	0.98	2.13
150	4509	4610	0.98	2.13
175	4500	4512	1.00	2.10
200	4500	4500	1.00	2.10

Tabell B.9: Kraftfaktor $c_{f,0}$ for langsgående vind

z [m]	$H = b$ [mm]	$B = d$ [mm]	d/b	$C_{f,0}$
50	6614	5980	0.90	2.21
75	5738	5490	0.96	2.15
100	5097	5100	1.00	2.10
125	4687	4806	1.03	2.09
150	4509	4610	1.02	2.09
175	4500	4512	1.00	2.10
200	4500	4500	1.00	2.10

Tabell B.10: Kraftfaktor $c_{f,0}$ for tversgående vind

Faktoren ψ_r er reduksjonsfaktoren for kvadratiske tverrsnitt med runde hjørner. Denne bestemmes ved interpolasjon av figur B.3. Radiusen $r = 250\text{mm}$. Tabell B.11 og B.12 gir reduksjonsfaktorer for henholdsvis langsgående og tversgående vind.



Figur 7.24 – Reduksjonsfaktor ψ_r for et kvadratisk tverrsnitt med runde hjørner

Figur B.3: Reduksjonsfaktor for brutårn^[18]

z [m]	b [m]	r/b	ψ_r
50	5980	0.042	0.90
75	5490	0.046	0.89
100	5100	0.049	0.88
125	4806	0.052	0.87
150	4610	0.054	0.86
175	4512	0.055	0.86
200	4500	0.056	0.86

Tabell B.11: Reduksjonsfaktor for langsgående vind

z [m]	b [m]	r/b	ψ_r
50	6614	0.038	0.91
75	5738	0.044	0.89
100	5097	0.049	0.88
125	4687	0.053	0.87
150	4509	0.055	0.86
175	4500	0.056	0.86
200	4500	0.056	0.86

Tabell B.12: Reduksjonsfaktor for tversgående vind

7.13

Faktoren ψ_λ er endeffekt faktoren for konstruksjonsdeler med fri omstrømning ved endene. Brutårnene er fast innspent i bunnen og den frie enden er i toppen, se nr. 2 i figur B.4. Den effektive slankheten λ bestemmes av ligning B.12, og massivitetsforholdet φ bestemmes av ligning B.13. Arealet A er summen av projeksjonsarealet av stavene, mens arealet A_c er det samlede omsluttende arealet. Endeffekt faktoren bestemmes ved interpolasjon av figur B.5. Tabell B.13 og B.14 gir endeffekt faktorene for henholdsvis langsgående vind og tversgående vind.

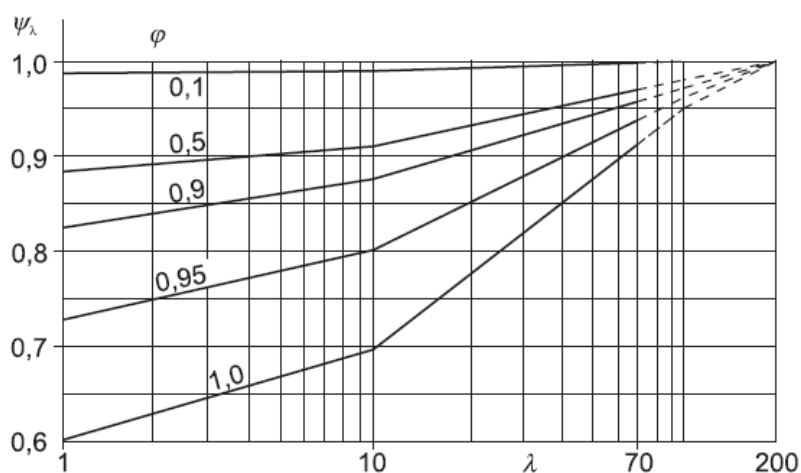
Tabell 7.16 – Anbefalte verdier av λ for sylindere, polygonale tverrsnitt, rektangulære tverrsnitt, skarpkantede konstruksjonstverrsnitt og fagverkskonstruksjoner

Nr.	Plassering av konstruksjonen, vinden vinkelrett på papirplanet	Effektiv slankhet λ
1		<p>For polygonale, rektangulære og skarpkantede tverrsnitt og fagverkskonstruksjoner:</p> <p>for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er minst</p>
2		<p>for $\ell < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er minst</p> <p>For sirkulære sylindere:</p> <p>for $\ell \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er minst</p> <p>for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er minst</p>
3		<p>For mellomliggende verdier av ℓ bør lineær interpolasjon brukes</p>
4		<p>for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er størst</p> <p>for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ eller $\lambda = 70$, etter hvilken som er størst</p> <p>For mellomliggende verdier av ℓ bør lineær interpolasjon brukes</p>

Figur B.4: Effektiv slankhet for brutårn^[18]

$$\lambda = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,4 \cdot l/b \\ 70 \end{array} \right. \quad (\text{B.12})$$

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (\text{B.13})$$



Figur 7.36 – Veiledende verdier for endeffekt faktoren ψ_λ som funksjon av et massivetsforhold φ og slankhet λ

Figur B.5: Endeffekt faktor for brutårn^[18]

z [m]	H [mm]	$B = b$ [mm]	λ	A [m ²]	A_c [m ²]	φ	ψ_λ
50	6614	5980	46.8	13.7	39.6	0.346	0.973
75	5738	5490	51.0	12.0	31.5	0.382	0.971
100	5097	5100	54.9	10.8	26.0	0.415	0.970
125	4687	4806	58.3	9.95	22.5	0.442	0.969
150	4509	4610	60.7	9.50	20.8	0.457	0.969
175	4500	4512	62.1	9.37	20.3	0.462	0.970
200	4500	4500	62.2	9.36	20.3	0.462	0.970

Tabell B.13: Endeffekt faktor for langsgående vind

z [m]	$H = b$ [mm]	B [mm]	λ	A [m ²]	A_c [m ²]	φ	ψ_λ
50	6614	5980	42.3	13.7	39.6	0.346	0.970
75	5738	5490	48.8	13.7	31.5	0.382	0.970
100	5097	5100	54.9	10.8	26.0	0.415	0.970
125	4687	4806	59.7	9.95	22.5	0.442	0.970
150	4509	4610	62.1	9.50	20.8	0.457	0.970
175	4500	4512	62.2	9.37	20.3	0.462	0.970
200	4500	4500	62.2	9.36	20.3	0.462	0.970

Tabell B.14: Endeffekt faktor for tversgående vind

Tabell B.15 og B.16 viser vindlasten som virker på hvert tårnbein i henholdsvis ferdigtilstand og byggetilstand. I byggetilstand med langsgående vind fås tilleggsarealer pga. heis og kran, og forskaling i toppen av brutårnet.^[19] Heis og kran har et samlet ekstra areal på $1.9 \text{ m}^2/\text{m}$. Øverste 31.5 meter av brutårnet har et totalt areal på 569 m^2 , som ikke er veldig mye mer enn det egentlige arealet. Da det er usikkert om hjørnene er avrundet eller ikke legges det til 10% ekstra areal på øverste 25 meter av brutårnet.

z [m]	Langsgående vind		Tversgående vind	
	c_f	f_D [N/m]	c_f	f_D [N/m]
50	1.80	13206	1.94	22560
75	1.79	12572	1.86	20123
100	1.79	12225	1.79	18037
125	1.79	11963	1.76	16924
150	1.78	11670	1.75	16683
175	1.76	11468	1.75	17083
200	1.75	11578	1.75	17469

Tabell B.15: Vindlast på brutårn i ferdigtilstand

z [m]	Langsgående vind					Tversgående vind	
	c_f	f_{D1} [N/m]	f_{D2} [N/m]	f_{D3} [N/m]	f_D [N/m]	c_f	f_D [N/m]
50	1.80	11965	1939	-	13904	1.94	23603
75	1.79	11391	2103	-	13494	1.86	19623
100	1.79	11076	2222	-	13298	1.79	17370
125	1.79	10838	2317	-	13155	1.76	16004
150	1.78	10573	2396	-	12969	1.75	15413
175	1.76	10390	2463	-	12853	1.75	15492
200	1.75	10489	2522	1049	14060	1.75	15827

Tabell B.16: Vindlast på brutårn i byggetilstand

Vindlasten som virker på øverste 15 meter legges inn som punktlaster i modellen, gitt i tabell B.17.

	f_D [N] langsgående	f_D [N] tversgående
Ferdigtilstand	173667	262040
Byggetilstand	210902	237409

Tabell B.17: Vindlast på øverste 15 meter av brutårn

Riglene tar kun langsgående vind, og siden det ikke er noen fri ende er $\psi_\lambda = 1$. For enkelthetsskyld brukes vindkasthastighetstrykket fra tabell B.6 og B.8, selvom riglene egentlig ikke ligger på disse kotehøydene. Tabell B.18 viser nødvendig informasjon for å finne vindlasten på riglene.

	z	$H = b$	$B = d$	d/b	$c_{f,0}$	r/b	ψ_r	c_f	Ferdig.	Bygge.
									f_D	f_D
Plan.	50	7500	6409	0.85	2.26	0.033	0.92	2.07	17496	15851
Midt.	100	8000	4695	0.59	2.33	0.031	0.92	2.15	22198	20111
Topp.	200	6000	4000	0.67	2.38	0.042	0.90	2.13	18760	16996

Tabell B.18: Vindlast på rigler

Hengestenger

Vindlasten på hengestengene bestemmes av ligning B.14. Hengestengene tar kun tversgående vind. I tillegg til hengestenger er det også hengestangfester i topp og bunn som må tas hensyn til. Tabell B.19 og B.20 gir nødvendig geometri for videre beregninger.

$$f_D(z) = c_f \cdot q_p(z) \cdot \emptyset \quad (\text{B.14})$$

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Bredde	$\emptyset = b$	0.068	m
Overflateruhet	k	0.2	mm
Total lengde i ett kabelplan	L	3000	m

Tabell B.19: Geometri av hengestenger

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Areal	A	0.4	mm^2
Antall i ett kabelplan	-	65	-

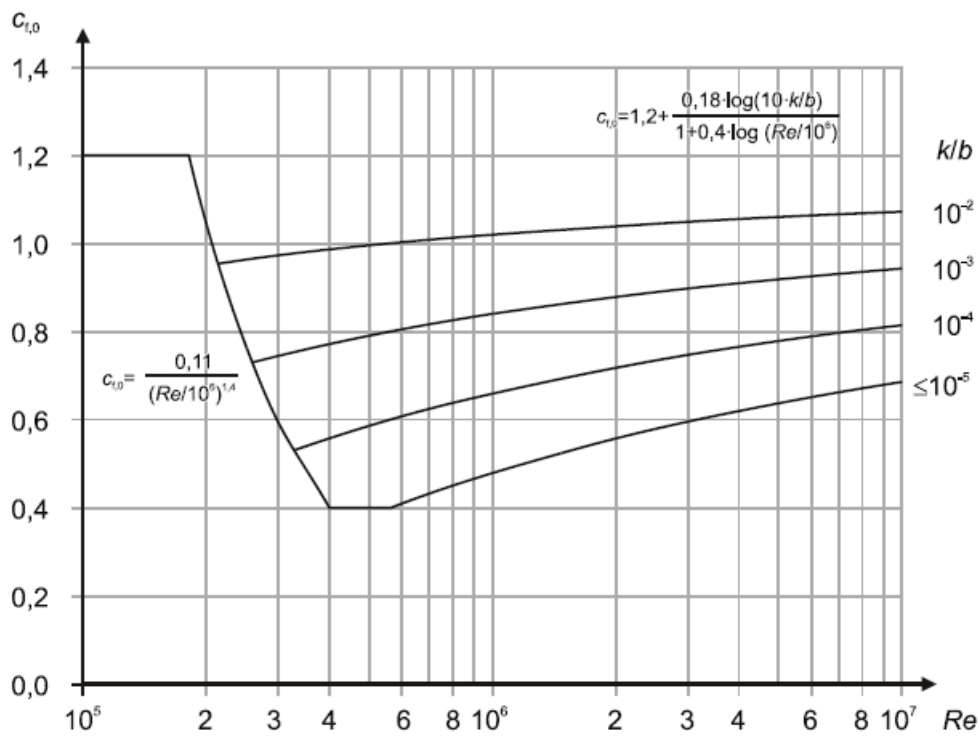
Tabell B.20: Geometri av hengestangfester

7.9.2

Kraftfaktoren c_f bestemmes av ligning B.15. Faktoren $c_{f,0}$ er kraftfaktoren for sylindere uten fri omstrømning ved endene. Denne bestemmes av ligning B.16 gitt i figur B.6. Reynolds-tallet Re bestemmes av ligning B.17, der toppvindhastigheten v bestemmes av ligning B.18 og $v = 15 \cdot 10^{-6} m^2/s$. Endeeffekt faktoren settes $\psi_\lambda = 1$ da det ikke er fri omstrømning ved endene. Tabell B.21 gir kraftfaktorene og vindlastene for ulike kotehøyder hengestengene strekker seg over.

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (\text{B.15})$$

$$c_{f,0} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \cdot k/b)}{1 + 0.4 \cdot \log(Re/10^6)} \quad (\text{B.16})$$



Figur 7.28 – Kraftfaktor $c_{f,0}$ for sirkulære sylindere uten fri omstrømning ved endene og for forskjellige ekvivalente ruheter k/b

Figur B.6: Kraftfaktor for hengestenger og bærekabler^[18]

7.9.1(1)

$$Re = \frac{b \cdot v}{\nu} \tag{B.17}$$

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}} \tag{B.18}$$

z [m]	v [m/s]	$Re \cdot 10^{-5}$	$c_{f,0} = c_f$	f_D [N/m]
75	55.0	2.49	0.837	107
100	56.3	2.55	0.839	113
125	57.3	2.60	0.840	117
150	58.2	2.64	0.841	121
175	58.9	2.67	0.842	124
200	59.5	2.70	0.843	127

Tabell B.21: Vindlast på hengestenger

Den største verdien av vindlast på hengestengene $f_D = 127N/m$ brukes i videre beregninger. Kraftfaktoren $c_f = 0.843$ og vindkasthastighetstrykk $q_p = 2213N/m^2$ brukes også for hengestangfester. Resultantkreftene fordeles på avstivningsbærer og bærekabler med en 50-50%-fordeling, vist i tabell B.22.

	Resultantkraft f_D [N]	L [m]	Tilleggskraft f_D [N/m]
Hengestenger	761357	-	-
Hengestangfester	194071	-	-
Bærekabel (per stk)	-	1339	178
Avstivningsbærer	-	1310	365

Tabell B.22: Overføring av vindlast til bærekabler og avstivningsbærer

Bærekabler

Vindlasten på bærekablene beregnes på samme måte som for hengestengene. Ruhetsfaktoren $k = 0.2mm$ og bredden $\varnothing = b = 0.62m$. Tabell B.23 gir kraftfaktorene og vindlastene for hver av bærekablene for ulike kotehøyder bærekablene strekker seg over.

z [m]	v [m/s]	$Re \cdot 10^{-5}$	$c_{f,0} = c_f$	f_D [N/m]
75	55.0	2.27	0.807	945
100	56.3	2.33	0.809	993
125	57.3	2.37	0.810	1032
150	58.2	2.40	0.811	1063
175	58.9	2.43	0.812	1091
200	59.5	2.46	0.812	1115

Tabell B.23: Vindlast på bærekabler

Den største verdien av vindlast på bærekablene $f_D = 1115N/m$ brukes. Inkludert tilleggslasten fra hengestenger og hengestangfester blir vindlasten på hver bærekabel $f_D = 1293N/m$.

Avstivningsbærer

Vindlasten på avstivningsbæreren bestemmes av ligning B.19, B.20 og B.21. Formfaktorene er gitt i tabell B.24. Virkningen av vindlast på rekkverk, ledeskovler og utenpåliggende stiver blir tatt hensyn til ved å anta en høyde $H = 3.33m$. Bredden $B = 18.3m$. Da det kun tas hensyn til statisk vind settes vinkelen $\alpha = 0$.

$$f_D = (C_D + \alpha \cdot C'_D) \cdot q_p \cdot H \quad (B.19)$$

$$f_L = (C_L + a \cdot C'_L) \cdot q_p \cdot B \quad (\text{B.20})$$

$$m = (C_M + a \cdot C'_M) \cdot q_p \cdot B^2 \quad (\text{B.21})$$

	Downstream	Upstream
C_D	0.749	0.806
C_L	-0.254	-0.221
C'_L	2.502	2.254
C_M	0.004	-0.003
C'_M	0.859	0.783

Tabell B.24: Formfaktorer for vindlast på avstivningsbærer

Som en forenkling brukes vindkasthastighetstrykket ved kote 50 gitt i tabell B.7, $q_p = 1759 \text{ N/m}^2$. Avstivningsbæreren blir kun påvirket av vind i tversgående retning. De største verdiene for formfaktorene C_D , C_L og C_M benyttes. Vindlasten på avstivningsbæreren, inkludert tilleggslasten fra hengestenger og hengestangfester, er gitt i tabell B.25.

	Verdi	Enhet
f_D	5087	N/m
f_L	-8178	N/m
m	2357	Nm/m

Tabell B.25: Vindlast på avstivningsbærer

Vedlegg C Utfyllende beregning av trafikklast

NS-EN 1991-2:2003+NA:2010^[21]

Tabell 4.1

$$\begin{aligned}w &= 9m \\n_1 &= 3 \\w_l &= 3m\end{aligned}$$

NA.4.3.2

$$\begin{aligned}a_{Qi} &= 1.0 \text{ for } i = 1, 2 \text{ og } 3 \\a_{qi} &= 1.0 \text{ for } i > 1\end{aligned}$$

Lovdata

$$\begin{aligned}a_{q1} &= 0.5 \\a_{qr} &= 0 \\a_{fk} &= 0.25\end{aligned}$$

Tabell 4.2

Lastfelt	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Lastfelt 1	300	9
Lastfelt 2	200	2.5
Lastfelt 3	100	2.5
Andre lastfelt (q_{fk})	0	2.5
Resterende område (q_{rk})	0	2.5

Tabell C.1: Karakteristiske verdier av laster i lastmodell 1

4.3.2(1a)

Hvert hjul har følgende last: $0.5a_Q Q_k$

4.4.1(2) Bremselast

$$\begin{aligned}Q_{lk} &= 0.6a_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.1a_{q1}q_{1k}w_l L \quad 180a_{Q1}(kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN) \\&= 900kN \quad (\text{Konservativ vurdering})\end{aligned} \tag{C.1}$$

4.4.2(4) Sidelast

$$Q_{trk} = 0.25 \cdot Q_{lk} = 0.25 \cdot 900 = 225kN \tag{C.2}$$

Beregning av ytterligere laster

Fordelt last i LM1

$$\begin{aligned} & a_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l + a_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w_l + a_{q3} \cdot q_{3k} \cdot w_l + a_{fk} \cdot q_{fk} \cdot w_l \\ & = 0.5 \cdot 9 \cdot 3 + 1 \cdot 2.5 \cdot 3 + 1 \cdot 2.5 \cdot 3 + 0.25 \cdot 2.5 \cdot 3.25 \\ & = 30.531 \text{ kN/m} \end{aligned} \tag{C.3}$$

Punktlast i LM1

$$\begin{aligned} & 0.5 \cdot a_{Q1} \cdot Q_{1k} \cdot 4 + 0.5 \cdot a_{Q2} \cdot Q_{2k} \cdot 4 + 0.5 \cdot a_{Q3} \cdot Q_{3k} \cdot 4 \\ & = 0.5 \cdot 1 \cdot 300 \cdot 4 + 0.5 \cdot 1 \cdot 200 \cdot 4 + 0.5 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 4 \\ & = 1200 \text{ kN} \end{aligned} \tag{C.4}$$

Moment fra fordelt last i LM1

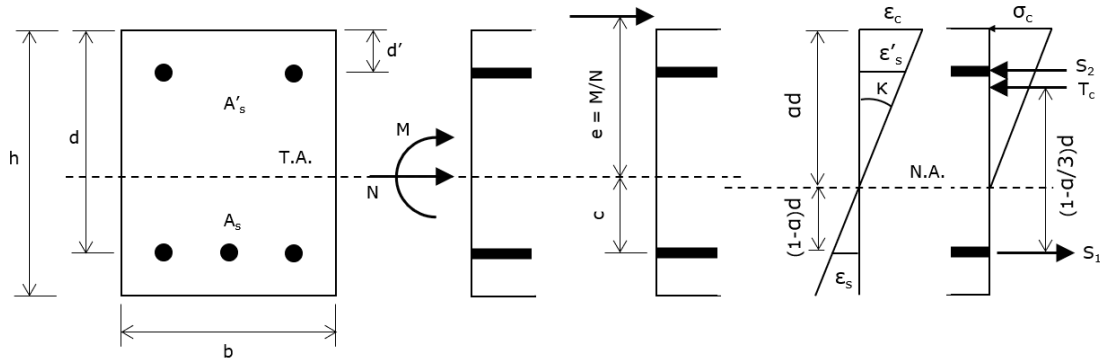
$$\begin{aligned} & a_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot \left(\frac{w_l}{2} + 3.13 \right) + a_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w_l \cdot \left(3.13 - \frac{w_l}{2} \right) - \\ & a_{q3} \cdot q_{3k} \cdot w_l \cdot \left(\frac{w_l}{2} - 0.13 \right) - a_{fk} \cdot q_{fk} \cdot w_l \cdot 4.925 \\ & = 0.5 \cdot 9 \cdot 3 \cdot \left(\frac{3}{2} + 3.13 \right) + 1 \cdot 2.5 \cdot 3 \cdot \left(3.13 - \frac{3}{2} \right) - \\ & 1 \cdot 2.5 \cdot 3 \cdot \left(\frac{3}{2} - 0.13 \right) - 0.25 \cdot 2.5 \cdot 3.25 \cdot 4.925 \\ & = 54.451 \text{ kNm/m} \end{aligned} \tag{C.5}$$

Moment fra punktlast i LM1

$$\begin{aligned} & 0.5 \cdot a_{Q1} \cdot Q_{1k} \cdot 4 \cdot \left(\frac{w_l}{2} + 3.13 \right) + 0.5 \cdot a_{Q2} \cdot Q_{2k} \cdot 4 \cdot \left(3.13 - \frac{w_l}{2} \right) - \\ & 0.5 \cdot a_{Q3} \cdot Q_{3k} \cdot 4 \cdot \left(\frac{w_l}{2} - 0.13 \right) \\ & = 0.5 \cdot 1 \cdot 300 \cdot 4 \cdot \left(\frac{3}{2} + 3.13 \right) + 0.5 \cdot 1 \cdot 200 \cdot 4 \cdot \left(3.13 - \frac{3}{2} \right) - \\ & 0.5 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 4 \cdot \left(\frac{3}{2} - 0.13 \right) \\ & = 3156 \text{ kNm} \end{aligned} \tag{C.6}$$

Vedlegg D Utledning av metode A

Figur D.1 viser et tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft. Videre følger utledning av tredjegradspolynomet gitt i ligning D.3.



Figur D.1: Tverrsnitt påkjent av moment og aksialkraft

Aksiallikevekt:

$$N = \frac{1}{2} E_c \epsilon_c a d b + E_s \epsilon'_s A'_s - E_c \epsilon'_s A'_s - E_s \epsilon_s A_s$$

$$\epsilon_s = \frac{1-a}{a} \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{ad-d'}{ad} \cdot \epsilon_c \quad \eta = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} \sigma_c = E_c \epsilon_c$$

$$\frac{N}{bd\sigma_c} = \frac{1}{2} a + (\eta - 1) \rho' \frac{a - d'/d}{a} - \eta \rho \frac{1-a}{a} \quad (D.1)$$

Momentlikevekt om strekkarmeringens tyngdepunkt:

$$M + N \cdot c = N \cdot e + N \cdot c = N(e + c)$$

$$= \frac{1}{2} E_c \epsilon_c a d b \left(1 - \frac{a}{3}\right) d + E_c (\eta - 1) \epsilon'_s A'_s (d - d')$$

$$\frac{N}{bd\sigma_c} = \frac{d}{e+c} \left[\frac{1}{2} a \left(1 - \frac{a}{3}\right) + \frac{a - d'/d}{a} \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1) \rho' \right] \quad (D.2)$$

Setter ligning 5.9 og 5.10 lik hverandre:

$$\frac{1}{2} a + (\eta - 1) \rho' \frac{a - d'/d}{a} - \eta \rho \frac{1-a}{a} = \frac{d}{e+c} \left[\frac{1}{2} a \left(1 - \frac{a}{3}\right) + \frac{a - d'/d}{a} \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1) \rho' \right]$$

Mellomregninger:

Multipliserer med $A = \frac{6(e+c)}{d}$ og flytter over på venstre side:

$$\begin{aligned} & A \cdot \frac{1}{2}a + A(\eta - 1)\rho' \frac{a - d'/d}{a} - A\eta\rho \frac{1-a}{a} \\ & - 3a \left(1 - \frac{a}{3}\right) - 6 \cdot \frac{a - d'/d}{a} \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1)\rho' \\ & = 0 \end{aligned}$$

Multipliserer med a :

$$\begin{aligned} & A \cdot \frac{1}{2}a^2 + A(\eta - 1)\rho'a - A(\eta - 1)\rho' \frac{d'}{d} - A\eta\rho + A\eta\rho a \\ & - 3a^2 + a^3 - 6 \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1)\rho'a + 6 \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1)\rho' \frac{d'}{d} \\ & = 0 \end{aligned}$$

Sorterer:

$$\begin{aligned} & a^3 + \left[-3 + \frac{1}{2}A\right]a^2 + \left[-6 \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1)\rho' + A(\eta - 1)\rho' + A\eta\rho\right]a \\ & + \left[6 \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1)\rho' \frac{d'}{d} - A(\eta - 1)\rho' \frac{d'}{d} - A\eta\rho\right] \\ & = 0 \end{aligned}$$

Setter A utenfor klammeparentesene:

$$\begin{aligned} & a^3 + A \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{d}{e+c}\right] a^2 + A \left[\eta\rho + (\eta - 1)\rho' - \frac{d}{e+c} \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1)\rho'\right] a \\ & + A \left[\frac{d}{e+c} \left(1 - \frac{d'}{d}\right) (\eta - 1)\rho' \frac{d'}{d} - (\eta - 1)\rho' \frac{d'}{d} - \eta\rho\right] \\ & = 0 \end{aligned}$$

Dette gir tredjegradspolynomet gitt i ligning D.3.

$$a^3 + a_2 a^2 + a_1 a + a_0 = 0 \quad \text{der}$$

$$a_2 = A \cdot \frac{1}{2} \left[1 - \frac{d}{e+c} \right]$$

$$a_1 = A \left[\eta \rho + (\eta - 1) \rho' - \frac{d}{e+c} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) (\eta - 1) \rho' \right] \quad (\text{D.3})$$

$$a_0 = A \left\{ \left[\frac{d}{e+c} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) - 1 \right] (\eta - 1) \rho' \frac{d'}{d} - \eta \rho \right\}$$

$$A = \frac{6(e+c)}{d}$$

Vedlegg E Matlab-kode til M-N-diagram

```
Es = 200000;           %MPa
As1 = 25^2/4*pi*3;    %mm2
As2 = 25^2/4*pi*3;    %mm2
b = 300;              %mm
h = 370;              %mm
d = 311;              %mm
d2 = 59;              %mm
fck = 35;             %MPa
fyk = 500;            %MPa
eyk = 2.5;            %promille
fcd = 0.85*fck/1.5;   %MPa
fyd = fyk/1.15;      %MPa
eyd = eyk/1.15;      %MPa

tekst = 'Velg tøyningstilstand a - 1, b - 2 eller c - 3 ved å sette inn tilhørende tall: ';
choice = input(tekst);

%Formel for a) med bruddkriterie C
if choice == 1
ecmax = 2;             %tøyning i toppen
Tc = fcd*b*h;         %kraft i betong
S1 = ecmax*Es*As1*10^(-3); %kraft i armering i bunnen
S2 = S1;              %kraft i armering i toppen

N = (Tc + S1 + S2)*10^-3
M = 0

%Formel for b) med bruddkriterie B
elseif choice == 2
tekst1 = 'Velg en verdi for x: ';
tekst2 = 'Tøyningen i toppen kan ikke være mindre enn 2. Velg en mindre verdi for x: ';
tekst3 = 'Verdien for x må være større eller lik høyden. Velg en større verdi for x: ';

xmax = input(tekst1); %x i toppen
ecmax = 1.75*xmax/(xmax-h/2); %tøyning i toppen

while xmax < h
    xmax = input(tekst3);
end

while ecmax < 2
    xmax = input(tekst2);
end

xes2 = xmax - d2;     %x ved armering i toppen
es2 = xes2/xmax*ecmax; %tøyning ved armering i toppen

ec2 = 2;
xec2 = ec2/ecmax*xmax; %x ved tøyning lik 2

xes1 = xmax - d;     %x ved armering i bunnen
es1 = xes1/xmax*ecmax; %tøyning ved armering i bunnen

x0 = xmax - h;      %x i bunnen
ec0 = x0/xmax*ecmax; %tøyning i bunnen
```

```

if es2 > eyd
    S2 = fyd*As2; %armeringskraft i toppen
else
    S2 = es2*Es*As2*10^(-3);
end

if es1 > eyd
    S1 = fyd*As1; %armeringskraft i bunnen
else
    S1 = es1*Es*As1*10^(-3);
end

Tc = fcd*b*(xec2-((xec2-x0)*(1-x0/xec2)^2/(2+1)+x0)) + fcd*b*(xmax-xec2);
%kraft i betong
Tc_rektangel = fcd*b*(xmax-xec2);
%kraftresultant i den rektangulære delen av den fordelte lasten

x1 = 0;
v1 = 0;
v2 = 1;

if Tc_rektangel*2>Tc
    while v1/0.5<0.9999999
        x1 = x1 + 0.00001; %momentarm fra toppen og nedover
        v1 = fcd*b*x1/Tc; %kraft på oversiden av der kraftresultanten
        %inntreffer , delt på kraftresultanten
    end
    x2 = h/2-x1; %momentarm fra tyngdepunktsaksen
else
    while v2/0.5>1.0000001
        x1 = x1 + 0.00001; %momentarm fra bunnen og oppover
        v2 = (fcd*b*(xec2-((xec2-(x0+x1))*(1-(x0+x1)/xec2)^2/(2+1)+
            (x0+x1))) + fcd*b*(xmax-xec2))/Tc;
        %kraft på oversiden av der kraftresultanten
        %inntreffer , delt på kraftresultanten
    end
    x2 = x1-h/2; %momentarm fra tyngdepunktsaksen
end

N = (Tc + S1 + S2)*10^-3
M = (S2*(h/2-d2) - S1*(h/2-d2) + Tc*x2)*10^-6

%Formel for c) med bruddkriterie B
elseif choice == 3

tekst1 = 'Velg en verdi for absoluttverdien av tøyningen ved armeringen i bunnen: ';
tekst2 = 'Tøyningen kan ikke være mindre enn 0. Velg en større verdi: ';
tekst3 = 'Tøyningen kan ikke være større enn 75. Velg en mindre verdi: ';

es1 = input(tekst1); %tøyning ved armeringen i bunnen
ecmax = 3.5; %tøyning i toppen

while es1 < 0
    es1 = input(tekst2);
end

```

```

while es1 > 75
    es1 = input('tekst3');
end

alpha_d = ecmx/(ecmx+es1)*d;

es2 = (alpha_d-d2)/alpha_d*ecmx;

ec0 = 0;
h0 = h - alpha_d;

ec2 = 2;
hec2 = ec2/ecmx*alpha_d + h0;

if es2 > eyd
    S2 = fyd*As2;
elseif es2 < -eyd
    S2 = -fyd*As2;
else
    S2 = es2*Es*As2*10^(-3);
end

if es1 > eyd
    S1 = -fyd*As1;
else
    S1 = -es1*Es*As1*10^(-3);
end

Tc = fcd*b*(hec2-((hec2-h0)*(1-h0/he2)^2/(2+1)+h0)) + fcd*b*(h-hec2);
Tc_rektangel = fcd*b*(h-hec2);

x1 = 0;
v1 = 0;
v2 = 1;

if Tc_rektangel*2>Tc
    while v1/0.5<0.9999999
        x1 = x1 + 0.00001; %momentarm fra toppen og nedover
        v1 = fcd*b*x1/Tc;
    end
    x2 = h/2-x1;
else
    while v2/0.5>1.0000001
        x1 = x1 + 0.00001; %momentarm fra nøytralaksen og oppover
        v2 = (fcd*b*(hec2-((hec2-(h0+x1))*(1-(h0+x1)/hec2)^2/(2+1)+
            (h0+x1))) + fcd*b*(h-hec2))/Tc;
    end
    x2 = h/2-alpha_d+x1; %momentarm fra tyngdepunktsaksen
end

N = (Tc + S1 + S2)*10^-3
M = (S2*(h/2-d2) - S1*(h/2-d2) + Tc*x2)*10^-6

end

```

Vedlegg F Skjærkraft- og torsjonskapasitet

NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018^[25]

6.2.3(3)

Skjærstrekkkapasiteten bestemmes av ligning F.1.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad \text{der} \quad (\text{F.1})$$

A_{sw} er skjærarmeringens tverrsnittsareal (per side av tverrsnittet)

s er senteravstanden mellom bøylene

z er innvendig momentarm, $z = 0.9d$ brukes

f_{ywd} er skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense

θ er vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften

Skjærtrykkkapasiteten bestemmes av ligning F.2.

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad \text{der} \quad (\text{F.2})$$

a_{cw} er en koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten

b_w er minste bredde mellom strekk og trykkgurt

v_1 er en fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset på grunn av skjærkraft

f_{cd} er betongens dimensjonerende trykkfasthet

NA.6.2.3(3)

$$v_1 = 0.6 \quad \text{for } f_{ck} < 60 \text{ MPa} \quad (\text{F.3})$$

$$\begin{aligned} a_{cw} &= 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} && \text{for } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \\ a_{cw} &= 1.25 && \text{for } 0.25f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5f_{cd} \\ a_{cw} &= 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{for } 0.5f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 1.0f_{cd} \end{aligned} \quad (\text{F.4})$$

der σ_{cp} er den midlere trykkspenningen, regnet som positiv, i betongen

6.2.2(1)

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2f_{cd} \quad (\text{F.5})$$

6.2.3(7)

Tilleggskraften ΔF_{td} i lengdearmeringen fra skjærkraften V_{Ed} bestemmes av ligning F.6.

$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) \quad \text{der} \quad (\text{F.6})$$

V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft

α er vinkelen mellom skjærarmering og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften

6.3.2(3)

Nødvendig tverrsnittsareal for lengdearmeringen for torsjon bestemmes av ligning F.7.

$$\Sigma A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot \cot\theta \cdot \frac{u_k}{f_{yd}} \quad \text{der} \quad (\text{F.7})$$

T_{Ed} er dimensjonerende torsjonsmoment

A_k er arealet som omslutes av senterlinjene av tverrsnittsdelen, medregnet innvendig hulrom

u_k er omkretsen av areal A_k

f_{yd} er lengdearmeringens dimensjonerende flytegrense

6.3.2(4)

Torsjonskapasiteten bestemmes av ligning F.8.

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot a_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \quad \text{der} \quad (\text{F.8})$$

v er en fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft

$t_{ef,i}$ er effektiv veggtykkelse

NA.6.2.3(3)

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad \text{der} \quad (\text{F.9})$$

6.3.2(4)

For å ikke overskride kapasiteten til en konstruksjonsdel utsatt for torsjon og skjærkraft må vilkåret i ligning F.10 være oppfylt.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1.0 \quad (\text{F.10})$$

Tabell F.1 til F.38 viser beregningsresultatene for skjærstrekkkapasitet $V_{Rd,s}$, skjærtrykkkapasitet $V_{Rd,max}$, tilleggskraft dividert med tverrsnittsareal for lengdearmring $\Delta F_{td}/A_{sl}$, nødvendig tverrsnittsareal for torsjon ΣA_{sl} , torsjonskapasitet $T_{Rd,max}$, torsjonsmoment dividert med torsjonskapasitet $T_{Ed}/T_{Rd,max}$ og skjærkraft dividert med skjærtrykkkapasitet $V_{Ed}/V_{Rd,max}$. I byggetilstand med tversgående vind er torsjonsmomentet $T_{Ed} = 0$ i alle støpetapper, og det er derfor ikke nødvendig å kontrollere torsjonskapasitet og nødvendig lengdearmring for torsjon. Tårnbein 1 og tårnbein 2 er to vilkårlige tårnbein.

Tabell F.1: Langsgående vind i byggetilstand

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN]	A_{sw}/s [mm^{-1}]	z [mm]	f_{ywd} [MPa]	$\cot\theta$
1	5,1	44	2,681	7525	434,8	2,5
2	5,1	43	2,681	7327	434,8	2,5
3	5,1	42	2,681	7135	434,8	2,5
4	5,2	40	2,681	6948	434,8	2,5
5	5,2	39	2,681	6766	434,8	2,5
6	5,2	38	2,681	6591	434,8	2,5
7	5,2	37	2,681	6420	434,8	2,5
8	5,2	36	2,681	6254	434,8	2,5
9	5,2	54	4,189	5981	434,8	2,5
10	4,7	53	4,189	5827	434,8	2,5
11	4,7	34	2,681	5791	434,8	2,5
12	4,7	33	2,681	5647	434,8	2,5
13	4,7	32	2,681	5508	434,8	2,5
14	4,7	31	2,681	5374	434,8	2,5
15	4,7	31	2,681	5246	434,8	2,5
16	4,7	30	2,681	5124	434,8	2,5
17	4,6	29	2,681	5007	434,8	2,5
18	4,6	29	2,681	4894	434,8	2,5
19	4,6	28	2,681	4788	434,8	2,5
20	4,5	27	2,681	4687	434,8	2,5
21	4,5	27	2,681	4591	434,8	2,5
22	4,4	40	4,189	4388	434,8	2,5
23	4,4	39	4,189	4303	434,8	2,5
24	3,7	38	4,189	4223	434,8	2,5
25	3,6	25	2,681	4262	434,8	2,5
26	3,5	24	2,681	4192	434,8	2,5
27	3,4	24	2,681	4128	434,8	2,5
28	3,3	24	2,681	4070	434,8	2,5
29	3,2	23	2,681	4017	434,8	2,5
30	3,2	23	2,681	3969	434,8	2,5
31	3,0	23	2,681	3927	434,8	2,5
32	2,9	23	2,681	3890	434,8	2,5
33	2,8	22	2,681	3858	434,8	2,5
34	2,7	22	2,681	3832	434,8	2,5
35	2,5	22	2,681	3812	434,8	2,5
36	2,4	22	2,681	3795	434,8	2,5
37	2,3	22	2,681	3785	434,8	2,5
38	2,1	22	2,681	3781	434,8	2,5
39	2,0	22	2,681	3780	434,8	2,5
40	1,8	22	2,681	3780	434,8	2,5
41	1,6	22	2,681	3780	434,8	2,5
42	1,5	22	2,681	3780	434,8	2,5
43	1,3	22	2,681	3780	434,8	2,5
44	1,2	22	2,681	3724	434,8	2,5
45	0,7	22	2,681	3724	434,8	2,5
46	0,6	22	2,681	3724	434,8	2,5
47	0,6	22	2,681	3724	434,8	2,5

Tabell F.2: Langsgående vind i byggetilstand

S. etappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	N_{Ed} [MN]	A_c [m ²]	σ_{cp} [MPa]	α_{cw}	b_w [mm]	z [mm]	v_1	f_{cd} [Mpa]	$\cot\theta$	$\tan\theta$
1	5,1	56	-80	17,4	4,59	1,18	1200	7525	0,6	25,5	2,5	0,4
2	5,1	55	-78	17,0	4,58	1,18	1200	7327	0,6	25,5	2,5	0,4
3	5,1	53	-76	16,6	4,56	1,18	1200	7135	0,6	25,5	2,5	0,4
4	5,2	52	-74	16,3	4,55	1,18	1200	6948	0,6	25,5	2,5	0,4
5	5,2	50	-72	15,9	4,53	1,18	1200	6766	0,6	25,5	2,5	0,4
6	5,2	49	-70	15,5	4,52	1,18	1200	6591	0,6	25,5	2,5	0,4
7	5,2	48	-68	15,2	4,50	1,18	1200	6420	0,6	25,5	2,5	0,4
8	5,2	47	-67	14,8	4,48	1,18	1200	6254	0,6	25,5	2,5	0,4
9	5,2	43	-65	17,0	3,79	1,15	1200	5981	0,6	25,5	2,5	0,4
10	4,7	42	-56	16,7	3,38	1,13	1200	5827	0,6	25,5	2,5	0,4
11	4,7	42	-55	13,9	3,94	1,15	1200	5791	0,6	25,5	2,5	0,4
12	4,7	41	-53	13,6	3,89	1,15	1200	5647	0,6	25,5	2,5	0,4
13	4,7	40	-51	13,3	3,86	1,15	1200	5508	0,6	25,5	2,5	0,4
14	4,7	39	-50	13,0	3,82	1,15	1200	5374	0,6	25,5	2,5	0,4
15	4,7	38	-48	12,8	3,78	1,15	1200	5246	0,6	25,5	2,5	0,4
16	4,7	37	-47	12,5	3,73	1,15	1200	5124	0,6	25,5	2,5	0,4
17	4,6	36	-45	12,3	3,69	1,14	1200	5007	0,6	25,5	2,5	0,4
18	4,6	35	-44	12,0	3,64	1,14	1200	4894	0,6	25,5	2,5	0,4
19	4,6	35	-42	11,8	3,59	1,14	1200	4788	0,6	25,5	2,5	0,4
20	4,5	34	-41	11,6	3,53	1,14	1200	4687	0,6	25,5	2,5	0,4
21	4,5	33	-40	11,4	3,47	1,14	1200	4591	0,6	25,5	2,5	0,4
22	4,4	31	-38	13,2	2,88	1,11	1200	4388	0,6	25,5	2,5	0,4
23	4,4	30	-37	13,0	2,85	1,11	1200	4303	0,6	25,5	2,5	0,4
24	3,7	29	-31	12,8	2,40	1,09	1200	4223	0,6	25,5	2,5	0,4
25	3,6	30	-29	10,7	2,70	1,11	1200	4262	0,6	25,5	2,5	0,4
26	3,5	29	-28	10,5	2,62	1,10	1200	4192	0,6	25,5	2,5	0,4
27	3,4	29	-26	10,4	2,53	1,10	1200	4128	0,6	25,5	2,5	0,4
28	3,3	28	-25	10,2	2,45	1,10	1200	4070	0,6	25,5	2,5	0,4
29	3,2	28	-24	10,1	2,36	1,09	1200	4017	0,6	25,5	2,5	0,4
30	3,2	27	-23	10,0	2,29	1,09	1200	3969	0,6	25,5	2,5	0,4
31	3,0	27	-21	9,9	2,17	1,08	1200	3927	0,6	25,5	2,5	0,4
32	2,9	27	-20	9,8	2,07	1,08	1200	3890	0,6	25,5	2,5	0,4
33	2,8	26	-19	9,7	1,96	1,08	1200	3858	0,6	25,5	2,5	0,4
34	2,7	26	-18	9,7	1,86	1,07	1200	3832	0,6	25,5	2,5	0,4
35	2,5	26	-17	9,6	1,75	1,07	1200	3812	0,6	25,5	2,5	0,4
36	2,4	26	-16	9,5	1,66	1,06	1200	3795	0,6	25,5	2,5	0,4
37	2,3	25	-15	9,5	1,53	1,06	1200	3785	0,6	25,5	2,5	0,4
38	2,1	25	-13	9,5	1,42	1,06	1200	3781	0,6	25,5	2,5	0,4
39	2,0	25	-12	9,4	1,30	1,05	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
40	1,8	25	-11	9,4	1,18	1,05	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
41	1,6	25	-10	9,4	1,07	1,04	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
42	1,5	25	-9	9,4	0,95	1,04	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
43	1,3	25	-8	9,4	0,83	1,03	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
44	1,2	24	-7	10,2	0,66	1,03	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
45	0,7	24	-4	10,2	0,37	1,01	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
46	0,6	24	-3	10,2	0,32	1,01	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
47	0,6	24	-3	10,2	0,26	1,01	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4

Tabell F.3: Langsgående vind i byggetilstand

Støpeetappe	$\Delta F_{td}/A_{s1}$ [MPa]	A_{s1} [mm ²]	ΔF_{td} [MN]	V_{Ed} [MN]	$\cot\theta$	$cota$
1	46	138331	6,4	5,1	2,5	0
2	47	135114	6,4	5,1	2,5	0
3	48	135114	6,4	5,1	2,5	0
4	49	131897	6,4	5,2	2,5	0
5	50	128680	6,5	5,2	2,5	0
6	50	128680	6,5	5,2	2,5	0
7	52	125463	6,5	5,2	2,5	0
8	52	125463	6,5	5,2	2,5	0
9	49	132701	6,5	5,2	2,5	0
10	46	129283	5,9	4,7	2,5	0
11	50	119029	5,9	4,7	2,5	0
12	50	119029	5,9	4,7	2,5	0
13	51	115812	5,9	4,7	2,5	0
14	51	115812	5,9	4,7	2,5	0
15	52	112595	5,9	4,7	2,5	0
16	52	112595	5,8	4,7	2,5	0
17	53	109378	5,8	4,6	2,5	0
18	53	109378	5,8	4,6	2,5	0
19	54	106161	5,7	4,6	2,5	0
20	53	106161	5,7	4,5	2,5	0
21	54	102944	5,6	4,5	2,5	0
22	51	108775	5,5	4,4	2,5	0
23	50	108775	5,5	4,4	2,5	0
24	44	105356	4,7	3,7	2,5	0
25	45	99727	4,5	3,6	2,5	0
26	44	99727	4,4	3,5	2,5	0
27	44	96510	4,3	3,4	2,5	0
28	57	72382	4,2	3,3	2,5	0
29	56	72382	4,0	3,2	2,5	0
30	56	69970	3,9	3,2	2,5	0
31	54	69970	3,8	3,0	2,5	0
32	52	69970	3,6	2,9	2,5	0
33	75	46646	3,5	2,8	2,5	0
34	71	46646	3,3	2,7	2,5	0
35	70	45038	3,2	2,5	2,5	0
36	67	45038	3,0	2,4	2,5	0
37	63	45038	2,8	2,3	2,5	0
38	59	45038	2,6	2,1	2,5	0
39	78	31228	2,4	2,0	2,5	0
40	72	31228	2,3	1,8	2,5	0
41	66	31228	2,1	1,6	2,5	0
42	60	31228	1,9	1,5	2,5	0
43	53	31228	1,7	1,3	2,5	0
44	51	28821	1,5	1,2	2,5	0
45	31	28821	0,9	0,7	2,5	0
46	28	28821	0,8	0,6	2,5	0
47	24	28821	0,7	0,6	2,5	0

Tabell F.4: Langsgående vind i byggetilstand

Støpeetappe	A_{s1} [mm ²]	ΣA_{s1} [mm ²]	T_{Ed} [MNm]	A_k [mm ²]	cot θ	u_k [mm]	f_{yd} [MPa]
1	138331	24399	15,2	52001511	2,5	29024	434,8
2	135114	24421	14,9	49704099	2,5	28360	434,8
3	135114	24833	14,8	47522440	2,5	27716	434,8
4	131897	25130	14,7	45432660	2,5	27086	434,8
5	128680	25056	14,3	43437924	2,5	26472	434,8
6	128680	25606	14,3	41555091	2,5	25880	434,8
7	125463	25559	14,0	39747561	2,5	25300	434,8
8	125463	26116	14,0	38038929	2,5	24740	434,8
9	132701	26992	13,8	34788096	2,5	23694	434,8
10	129283	19619	9,8	33283916	2,5	23166	434,8
11	119029	19432	9,7	33399630	2,5	23158	434,8
12	119029	19509	9,6	32008692	2,5	22664	434,8
13	115812	19592	9,4	30694680	2,5	22188	434,8
14	115812	19785	9,3	29443832	2,5	21726	434,8
15	112595	19981	9,2	28269777	2,5	21284	434,8
16	112595	19981	9,0	27159148	2,5	20858	434,8
17	109378	20276	9,0	26115006	2,5	20450	434,8
18	109378	13891	6,1	25124820	2,5	20056	434,8
19	106161	20396	8,7	24201420	2,5	19682	434,8
20	106161	20512	8,6	23337540	2,5	19326	434,8
21	102944	20718	8,5	22516690	2,5	18982	434,8
22	108775	21445	8,5	20585679	2,5	18160	434,8
23	108775	25941	10,1	19897920	2,5	17852	434,8
24	105356	7405	2,8	19255971	2,5	17560	434,8
25	99727	7237	2,8	19775665	2,5	17788	434,8
26	99727	7157	2,7	19205706	2,5	17530	434,8
27	96510	7083	2,7	18682746	2,5	17290	434,8
28	72382	7068	2,6	18201042	2,5	17066	434,8
29	72382	6954	2,5	17763521	2,5	16860	434,8
30	69970	7034	2,5	17368860	2,5	16672	434,8
31	69970	6937	2,5	17007718	2,5	16498	434,8
32	69970	6887	2,4	16691300	2,5	16344	434,8
33	46646	6913	2,4	16410492	2,5	16206	434,8
34	46646	6872	2,4	16164472	2,5	16084	434,8
35	45038	6834	2,4	15956425	2,5	15980	434,8
36	45038	6825	2,4	15777676	2,5	15890	434,8
37	45038	6792	2,3	15639624	2,5	15820	434,8
38	45038	6761	2,3	15537683	2,5	15768	434,8
39	31228	6764	2,3	15459600	2,5	15728	434,8
40	31228	6731	2,3	15393300	2,5	15694	434,8
41	31228	6624	2,3	15338700	2,5	15666	434,8
42	31228	6713	2,3	15291900	2,5	15642	434,8
43	31228	6702	2,3	15256800	2,5	15624	434,8
44	28821	6813	2,3	14745900	2,5	15362	434,8
45	28821	1	0,0	14730300	2,5	15354	434,8
46	28821	2	0,0	14726400	2,5	15352	434,8
47	28821	0	0,0	14722500	2,5	15350	434,8

Tabell F.5: Langsgående vind i byggetilstand

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	f_{ck} [MPa]	v	α_{cw}	f_{cd} [MPa]	A_k [mm ²]	$t_{ef,i}$ [mm]	$\sin\theta$	$\cos\theta$
1	15,2	319	45	0,49	1,18	25,5	52001511	600	0,37	0,93
2	14,9	304	45	0,49	1,18	25,5	49704099	600	0,37	0,93
3	14,8	291	45	0,49	1,18	25,5	47522440	600	0,37	0,93
4	14,7	278	45	0,49	1,18	25,5	45432660	600	0,37	0,93
5	14,3	266	45	0,49	1,18	25,5	43437924	600	0,37	0,93
6	14,3	254	45	0,49	1,18	25,5	41555091	600	0,37	0,93
7	14,0	243	45	0,49	1,18	25,5	39747561	600	0,37	0,93
8	14,0	232	45	0,49	1,18	25,5	38038929	600	0,37	0,93
9	13,8	207	45	0,49	1,15	25,5	34788096	600	0,37	0,93
10	9,8	196	45	0,49	1,13	25,5	33283916	600	0,37	0,93
11	9,7	200	45	0,49	1,15	25,5	33399630	600	0,37	0,93
12	9,6	192	45	0,49	1,15	25,5	32008692	600	0,37	0,93
13	9,4	183	45	0,49	1,15	25,5	30694680	600	0,37	0,93
14	9,3	176	45	0,49	1,15	25,5	29443832	600	0,37	0,93
15	9,2	168	45	0,49	1,15	25,5	28269777	600	0,37	0,93
16	9,0	162	45	0,49	1,15	25,5	27159148	600	0,37	0,93
17	9,0	155	45	0,49	1,14	25,5	26115006	600	0,37	0,93
18	6,1	149	45	0,49	1,14	25,5	25124820	600	0,37	0,93
19	8,7	143	45	0,49	1,14	25,5	24201420	600	0,37	0,93
20	8,6	138	45	0,49	1,14	25,5	23337540	600	0,37	0,93
21	8,5	133	45	0,49	1,14	25,5	22516690	600	0,37	0,93
22	8,5	119	45	0,49	1,11	25,5	20585679	600	0,37	0,93
23	10,1	115	45	0,49	1,11	25,5	19897920	600	0,37	0,93
24	2,8	109	45	0,49	1,09	25,5	19255971	600	0,37	0,93
25	2,8	114	45	0,49	1,11	25,5	19775665	600	0,37	0,93
26	2,7	110	45	0,49	1,10	25,5	19205706	600	0,37	0,93
27	2,7	107	45	0,49	1,10	25,5	18682746	600	0,37	0,93
28	2,6	104	45	0,49	1,10	25,5	18201042	600	0,37	0,93
29	2,5	101	45	0,49	1,09	25,5	17763521	600	0,37	0,93
30	2,5	98	45	0,49	1,09	25,5	17368860	600	0,37	0,93
31	2,5	96	45	0,49	1,08	25,5	17007718	600	0,37	0,93
32	2,4	94	45	0,49	1,08	25,5	16691300	600	0,37	0,93
33	2,4	92	45	0,49	1,08	25,5	16410492	600	0,37	0,93
34	2,4	90	45	0,49	1,07	25,5	16164472	600	0,37	0,93
35	2,4	89	45	0,49	1,07	25,5	15956425	600	0,37	0,93
36	2,4	87	45	0,49	1,06	25,5	15777676	600	0,37	0,93
37	2,3	86	45	0,49	1,06	25,5	15639624	600	0,37	0,93
38	2,3	85	45	0,49	1,06	25,5	15537683	600	0,37	0,93
39	2,3	84	45	0,49	1,05	25,5	15459600	600	0,37	0,93
40	2,3	84	45	0,49	1,05	25,5	15393300	600	0,37	0,93
41	2,3	83	45	0,49	1,04	25,5	15338700	600	0,37	0,93
42	2,3	82	45	0,49	1,04	25,5	15291900	600	0,37	0,93
43	2,3	82	45	0,49	1,03	25,5	15256800	600	0,37	0,93
44	2,3	79	45	0,49	1,03	25,5	14745900	600	0,37	0,93
45	0,0	78	45	0,49	1,01	25,5	14730300	600	0,37	0,93
46	0,0	77	45	0,49	1,01	25,5	14726400	600	0,37	0,93
47	0,0	77	45	0,49	1,01	25,5	14722500	600	0,37	0,93

Tabell F.6: Langsgående vind i byggetilstand

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	$T_{Ed}/T_{Rd,max}$	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$
1	15,2	319	0,048	5,1	56	0,091
2	14,9	304	0,049	5,1	55	0,094
3	14,8	291	0,051	5,1	53	0,097
4	14,7	278	0,053	5,2	52	0,099
5	14,3	266	0,054	5,2	50	0,102
6	14,3	254	0,056	5,2	49	0,105
7	14,0	243	0,058	5,2	48	0,108
8	14,0	232	0,060	5,2	47	0,111
9	13,8	207	0,066	5,2	43	0,119
10	9,8	196	0,050	4,7	42	0,114
11	9,7	200	0,049	4,7	42	0,112
12	9,6	192	0,050	4,7	41	0,115
13	9,4	183	0,051	4,7	40	0,118
14	9,3	176	0,053	4,7	39	0,120
15	9,2	168	0,055	4,7	38	0,123
16	9,0	162	0,056	4,7	37	0,126
17	9,0	155	0,058	4,6	36	0,128
18	6,1	149	0,041	4,6	35	0,130
19	8,7	143	0,061	4,6	35	0,132
20	8,6	138	0,062	4,5	34	0,134
21	8,5	133	0,064	4,5	33	0,136
22	8,5	119	0,071	4,4	31	0,143
23	10,1	115	0,088	4,4	30	0,144
24	2,8	109	0,026	3,7	29	0,127
25	2,8	114	0,025	3,6	30	0,121
26	2,7	110	0,025	3,5	29	0,120
27	2,7	107	0,025	3,4	29	0,119
28	2,6	104	0,025	3,3	28	0,118
29	2,5	101	0,025	3,2	28	0,116
30	2,5	98	0,026	3,2	27	0,115
31	2,5	96	0,026	3,0	27	0,112
32	2,4	94	0,026	2,9	27	0,109
33	2,4	92	0,027	2,8	26	0,106
34	2,4	90	0,027	2,7	26	0,102
35	2,4	89	0,027	2,5	26	0,098
36	2,4	87	0,027	2,4	26	0,094
37	2,3	86	0,027	2,3	25	0,089
38	2,3	85	0,027	2,1	25	0,083
39	2,3	84	0,027	2,0	25	0,078
40	2,3	84	0,027	1,8	25	0,072
41	2,3	83	0,027	1,6	25	0,066
42	2,3	82	0,028	1,5	25	0,060
43	2,3	82	0,028	1,3	25	0,054
44	2,3	79	0,029	1,2	24	0,048
45	0,0	78	0,000	0,7	24	0,030
46	0,0	77	0,000	0,6	24	0,027
47	0,0	77	0,000	0,6	24	0,023

Tabell F.7: Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i lo

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN]	A_{sw}/s [mm^{-1}]	z [mm]	f_{ywd} [MPa]	$\cot\theta$
1	4,5	53	4,021	6076	434,8	2,5
2	4,3	52	4,021	5975	434,8	2,5
3	4,0	51	4,021	5877	434,8	2,5
4	3,8	51	4,021	5781	434,8	2,5
5	3,5	50	4,021	5686	434,8	2,5
6	3,2	49	4,021	5595	434,8	2,5
7	3,0	48	4,021	5505	434,8	2,5
8	2,7	47	4,021	5419	434,8	2,5
9	2,5	64	5,529	5333	434,8	2,5
10	3,8	63	5,529	5251	434,8	2,5
11	3,6	45	4,021	5171	434,8	2,5
12	3,4	45	4,021	5092	434,8	2,5
13	3,2	44	4,021	5017	434,8	2,5
14	3,0	43	4,021	4943	434,8	2,5
15	2,8	43	4,021	4872	434,8	2,5
16	2,6	42	4,021	4802	434,8	2,5
17	2,4	41	4,021	4736	434,8	2,5
18	1,9	41	4,021	4671	434,8	2,5
19	2,0	40	4,021	4609	434,8	2,5
20	1,8	40	4,021	4550	434,8	2,5
21	1,6	39	4,021	4491	434,8	2,5
22	1,4	53	5,529	4436	434,8	2,5
23	1,4	53	5,529	4383	434,8	2,5
24	2,9	52	5,529	4332	434,8	2,5
25	2,7	37	4,021	4283	434,8	2,5
26	2,6	37	4,021	4236	434,8	2,5
27	2,4	37	4,021	4192	434,8	2,5
28	2,2	30	3,351	4150	434,8	2,5
29	2,1	30	3,351	4110	434,8	2,5
30	2,0	30	3,351	4073	434,8	2,5
31	1,8	29	3,351	4037	434,8	2,5
32	1,6	29	3,351	4005	434,8	2,5
33	1,5	23	2,681	3974	434,8	2,5
34	1,3	23	2,681	3946	434,8	2,5
35	1,2	23	2,681	3920	434,8	2,5
36	1,0	23	2,681	3895	434,8	2,5
37	0,8	23	2,681	3874	434,8	2,5
38	0,7	22	2,681	3855	434,8	2,5
39	0,5	22	2,681	3838	434,8	2,5
40	0,4	22	2,681	3822	434,8	2,5
41	0,2	22	2,681	3810	434,8	2,5
42	0,1	22	2,681	3799	434,8	2,5
43	0,0	22	2,681	3791	434,8	2,5
44	0,2	22	2,681	3785	434,8	2,5
45	0,7	22	2,681	3782	434,8	2,5
46	0,6	22	2,681	3781	434,8	2,5
47	0,5	22	2,681	3780	434,8	2,5

Tabell F.8: Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i lo

S. etappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	N_{Ed} [MN]	A_c [m ²]	σ_{cp} [MPa]	α_{cw}	b_w [mm]	z [mm]	v_1	f_{cd} [Mpa]	$\cot\theta$	$\tan\theta$
1	4,5	43	-53	17,4	3,02	1,12	1200	6076	0,6	25,5	2,5	0,4
2	4,3	42	-51	17,0	2,97	1,12	1200	5975	0,6	25,5	2,5	0,4
3	4,0	41	-49	16,6	2,92	1,11	1200	5877	0,6	25,5	2,5	0,4
4	3,8	41	-47	16,3	2,87	1,11	1200	5781	0,6	25,5	2,5	0,4
5	3,5	40	-45	15,9	2,81	1,11	1200	5686	0,6	25,5	2,5	0,4
6	3,2	39	-43	15,5	2,76	1,11	1200	5595	0,6	25,5	2,5	0,4
7	3,0	39	-41	15,2	2,70	1,11	1200	5505	0,6	25,5	2,5	0,4
8	2,7	38	-39	14,8	2,64	1,10	1200	5419	0,6	25,5	2,5	0,4
9	2,5	52	-37	17,0	2,19	1,09	1700	5333	0,6	25,5	2,5	0,4
10	3,8	51	-38	16,7	2,30	1,09	1700	5251	0,6	25,5	2,5	0,4
11	3,6	36	-37	13,9	2,65	1,10	1200	5171	0,6	25,5	2,5	0,4
12	3,4	35	-35	13,6	2,57	1,10	1200	5092	0,6	25,5	2,5	0,4
13	3,2	35	-33	13,3	2,51	1,10	1200	5017	0,6	25,5	2,5	0,4
14	3,0	34	-32	13,0	2,44	1,10	1200	4943	0,6	25,5	2,5	0,4
15	2,8	34	-30	12,8	2,38	1,09	1200	4872	0,6	25,5	2,5	0,4
16	2,6	33	-29	12,5	2,30	1,09	1200	4802	0,6	25,5	2,5	0,4
17	2,4	33	-27	12,3	2,23	1,09	1200	4736	0,6	25,5	2,5	0,4
18	1,9	32	-26	12,0	2,16	1,08	1200	4671	0,6	25,5	2,5	0,4
19	2,0	32	-25	11,8	2,08	1,08	1200	4609	0,6	25,5	2,5	0,4
20	1,8	31	-23	11,6	2,00	1,08	1200	4550	0,6	25,5	2,5	0,4
21	1,6	31	-22	11,4	1,91	1,07	1200	4491	0,6	25,5	2,5	0,4
22	1,4	42	-20	13,2	1,53	1,06	1700	4436	0,6	25,5	2,5	0,4
23	1,4	42	-19	13,0	1,48	1,06	1700	4383	0,6	25,5	2,5	0,4
24	2,9	42	-25	12,8	1,93	1,08	1700	4332	0,6	25,5	2,5	0,4
25	2,7	29	-23	10,7	2,13	1,08	1200	4283	0,6	25,5	2,5	0,4
26	2,6	29	-22	10,5	2,05	1,08	1200	4236	0,6	25,5	2,5	0,4
27	2,4	29	-20	10,4	1,96	1,08	1200	4192	0,6	25,5	2,5	0,4
28	2,2	28	-19	10,2	1,86	1,07	1200	4150	0,6	25,5	2,5	0,4
29	2,1	28	-18	10,1	1,77	1,07	1200	4110	0,6	25,5	2,5	0,4
30	2,0	28	-17	10,0	1,70	1,07	1200	4073	0,6	25,5	2,5	0,4
31	1,8	27	-15	9,9	1,56	1,06	1200	4037	0,6	25,5	2,5	0,4
32	1,6	27	-14	9,8	1,46	1,06	1200	4005	0,6	25,5	2,5	0,4
33	1,5	26	-13	9,7	1,35	1,05	1200	3974	0,6	25,5	2,5	0,4
34	1,3	26	-12	9,7	1,24	1,05	1200	3946	0,6	25,5	2,5	0,4
35	1,2	26	-11	9,6	1,13	1,04	1200	3920	0,6	25,5	2,5	0,4
36	1,0	26	-10	9,5	1,03	1,04	1200	3895	0,6	25,5	2,5	0,4
37	0,8	25	-9	9,5	0,90	1,04	1200	3874	0,6	25,5	2,5	0,4
38	0,7	25	-7	9,5	0,79	1,03	1200	3855	0,6	25,5	2,5	0,4
39	0,5	25	-6	9,4	0,67	1,03	1200	3838	0,6	25,5	2,5	0,4
40	0,4	25	-5	9,4	0,55	1,02	1200	3822	0,6	25,5	2,5	0,4
41	0,2	25	-4	9,4	0,43	1,02	1200	3810	0,6	25,5	2,5	0,4
42	0,1	24	-3	9,4	0,31	1,01	1200	3799	0,6	25,5	2,5	0,4
43	0,0	24	-2	9,4	0,19	1,01	1200	3791	0,6	25,5	2,5	0,4
44	0,2	29	-1	10,2	0,07	1,00	1450	3785	0,6	25,5	2,5	0,4
45	0,7	29	-4	10,2	0,37	1,01	1450	3782	0,6	25,5	2,5	0,4
46	0,6	29	-3	10,2	0,33	1,01	1450	3781	0,6	25,5	2,5	0,4
47	0,5	29	-3	10,2	0,26	1,01	1450	3780	0,6	25,5	2,5	0,4

Tabell F.9: Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i lo

Støpeetappe	$\Delta F_{td}/A_{s1}$ [MPa]	A_{s1} [mm ²]	ΔF_{td} [MN]	V_{Ed} [MN]	$\cot\theta$	$cota$
1	98	57757	5,7	4,5	2,5	0
2	94	56775	5,3	4,3	2,5	0
3	90	55793	5,0	4,0	2,5	0
4	87	53830	4,7	3,8	2,5	0
5	82	52848	4,4	3,5	2,5	0
6	78	51866	4,1	3,2	2,5	0
7	74	49903	3,7	3,0	2,5	0
8	70	48921	3,4	2,7	2,5	0
9	62	49998	3,1	2,5	2,5	0
10	108	44640	4,8	3,8	2,5	0
11	99	45976	4,6	3,6	2,5	0
12	94	44994	4,2	3,4	2,5	0
13	90	44012	4,0	3,2	2,5	0
14	86	43030	3,7	3,0	2,5	0
15	82	42049	3,5	2,8	2,5	0
16	78	41067	3,2	2,6	2,5	0
17	74	40085	3,0	2,4	2,5	0
18	62	39103	2,4	1,9	2,5	0
19	65	38122	2,5	2,0	2,5	0
20	59	38122	2,2	1,8	2,5	0
21	54	37140	2,0	1,6	2,5	0
22	46	38217	1,8	1,4	2,5	0
23	55	32859	1,8	1,4	2,5	0
24	104	35423	3,7	2,9	2,5	0
25	97	35176	3,4	2,7	2,5	0
26	94	34195	3,2	2,6	2,5	0
27	88	34195	3,0	2,4	2,5	0
28	84	33213	2,8	2,2	2,5	0
29	78	33213	2,6	2,1	2,5	0
30	74	33213	2,5	2,0	2,5	0
31	69	32231	2,2	1,8	2,5	0
32	63	32231	2,0	1,6	2,5	0
33	57	32231	1,8	1,5	2,5	0
34	51	32231	1,6	1,3	2,5	0
35	45	32231	1,4	1,2	2,5	0
36	41	31249	1,3	1,0	2,5	0
37	34	31249	1,1	0,8	2,5	0
38	28	31249	0,9	0,7	2,5	0
39	15	45038	0,7	0,5	2,5	0
40	11	45038	0,5	0,4	2,5	0
41	7	45038	0,3	0,2	2,5	0
42	3	45038	0,1	0,1	2,5	0
43	1	46395	0,0	0,0	2,5	0
44	6	32974	0,2	0,2	2,5	0
45	25	32974	0,8	0,7	2,5	0
46	23	32974	0,7	0,6	2,5	0
47	19	32974	0,6	0,5	2,5	0

Tabell F.10: Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i lo

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$
1	4,5	43	0,106
2	4,3	42	0,101
3	4,0	41	0,097
4	3,8	41	0,092
5	3,5	40	0,087
6	3,2	39	0,083
7	3,0	39	0,077
8	2,7	38	0,072
9	2,5	52	0,048
10	3,8	51	0,075
11	3,6	36	0,101
12	3,4	35	0,096
13	3,2	35	0,091
14	3,0	34	0,087
15	2,8	34	0,082
16	2,6	33	0,077
17	2,4	33	0,072
18	1,9	32	0,060
19	2,0	32	0,063
20	1,8	31	0,058
21	1,6	31	0,053
22	1,4	42	0,034
23	1,4	42	0,035
24	2,9	42	0,070
25	2,7	29	0,093
26	2,6	29	0,088
27	2,4	29	0,084
28	2,2	28	0,080
29	2,1	28	0,075
30	2,0	28	0,071
31	1,8	27	0,065
32	1,6	27	0,060
33	1,5	26	0,055
34	1,3	26	0,050
35	1,2	26	0,044
36	1,0	26	0,040
37	0,8	25	0,033
38	0,7	25	0,028
39	0,5	25	0,022
40	0,4	25	0,016
41	0,2	25	0,010
42	0,1	24	0,004
43	0,0	24	0,002
44	0,2	29	0,006
45	0,7	29	0,022
46	0,6	29	0,020
47	0,5	29	0,018

Tabell F.11: Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i le

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN]	A_{sw}/s [mm^{-1}]	z [mm]	f_{ywd} [MPa]	$\cot\theta$
1	3,9	53	4,021	6076	434,8	2,5
2	3,9	52	4,021	5975	434,8	2,5
3	3,9	51	4,021	5877	434,8	2,5
4	3,8	51	4,021	5781	434,8	2,5
5	3,9	50	4,021	5686	434,8	2,5
6	3,8	49	4,021	5595	434,8	2,5
7	3,8	48	4,021	5505	434,8	2,5
8	3,7	47	4,021	5419	434,8	2,5
9	3,7	64	5,529	5333	434,8	2,5
10	3,0	63	5,529	5251	434,8	2,5
11	2,9	45	4,021	5171	434,8	2,5
12	2,9	45	4,021	5092	434,8	2,5
13	2,9	44	4,021	5017	434,8	2,5
14	2,9	43	4,021	4943	434,8	2,5
15	2,8	43	4,021	4872	434,8	2,5
16	2,8	42	4,021	4802	434,8	2,5
17	2,7	41	4,021	4736	434,8	2,5
18	3,3	41	4,021	4671	434,8	2,5
19	2,7	40	4,021	4609	434,8	2,5
20	2,6	40	4,021	4550	434,8	2,5
21	2,6	39	4,021	4491	434,8	2,5
22	2,6	53	5,529	4436	434,8	2,5
23	2,1	53	5,529	4383	434,8	2,5
24	1,7	52	5,529	4332	434,8	2,5
25	1,7	37	4,021	4283	434,8	2,5
26	1,7	37	4,021	4236	434,8	2,5
27	1,6	37	4,021	4192	434,8	2,5
28	1,6	30	3,351	4150	434,8	2,5
29	1,6	30	3,351	4110	434,8	2,5
30	1,5	30	3,351	4073	434,8	2,5
31	1,5	29	3,351	4037	434,8	2,5
32	1,5	29	3,351	4005	434,8	2,5
33	1,4	23	2,681	3974	434,8	2,5
34	1,4	23	2,681	3946	434,8	2,5
35	1,3	23	2,681	3920	434,8	2,5
36	1,3	23	2,681	3895	434,8	2,5
37	1,2	23	2,681	3874	434,8	2,5
38	1,2	22	2,681	3855	434,8	2,5
39	1,1	22	2,681	3838	434,8	2,5
40	1,1	22	2,681	3822	434,8	2,5
41	1,0	22	2,681	3810	434,8	2,5
42	0,9	22	2,681	3799	434,8	2,5
43	0,9	22	2,681	3791	434,8	2,5
44	0,8	22	2,681	3785	434,8	2,5
45	0,4	22	2,681	3782	434,8	2,5
46	0,3	22	2,681	3781	434,8	2,5
47	0,3	22	2,681	3780	434,8	2,5

Tabell F.12: Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i le

S. etappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	N_{Ed} [MN]	A_c [m ²]	σ_{cp} [MPa]	α_{cw}	b_w [mm]	z [mm]	v_1	f_{cd} [Mpa]	$\cot\theta$	$\tan\theta$
1	3,9	46	-107	17,4	5,10	1,20	1200	6076	0,6	25,5	2,5	0,4
2	3,9	45	-105	17,0	5,10	1,20	1200	5975	0,6	25,5	2,5	0,4
3	3,9	45	-103	16,6	5,10	1,20	1200	5877	0,6	25,5	2,5	0,4
4	3,8	44	-101	16,3	5,10	1,20	1200	5781	0,6	25,5	2,5	0,4
5	3,9	43	-99	15,9	5,10	1,20	1200	5686	0,6	25,5	2,5	0,4
6	3,8	43	-98	15,5	5,10	1,20	1200	5595	0,6	25,5	2,5	0,4
7	3,8	42	-96	15,2	5,10	1,20	1200	5505	0,6	25,5	2,5	0,4
8	3,7	41	-94	14,8	5,10	1,20	1200	5419	0,6	25,5	2,5	0,4
9	3,7	57	-92	17,0	5,10	1,20	1700	5333	0,6	25,5	2,5	0,4
10	3,0	55	-74	16,7	4,46	1,18	1700	5251	0,6	25,5	2,5	0,4
11	2,9	39	-73	13,9	5,10	1,20	1200	5171	0,6	25,5	2,5	0,4
12	2,9	39	-71	13,6	5,10	1,20	1200	5092	0,6	25,5	2,5	0,4
13	2,9	38	-69	13,3	5,10	1,20	1200	5017	0,6	25,5	2,5	0,4
14	2,9	38	-68	13,0	5,10	1,20	1200	4943	0,6	25,5	2,5	0,4
15	2,8	37	-66	12,8	5,10	1,20	1200	4872	0,6	25,5	2,5	0,4
16	2,8	36	-65	12,5	5,10	1,20	1200	4802	0,6	25,5	2,5	0,4
17	2,7	36	-63	12,3	5,10	1,20	1200	4736	0,6	25,5	2,5	0,4
18	3,3	35	-62	12,0	5,10	1,20	1200	4671	0,6	25,5	2,5	0,4
19	2,7	35	-60	11,8	5,10	1,20	1200	4609	0,6	25,5	2,5	0,4
20	2,6	35	-59	11,6	5,09	1,20	1200	4550	0,6	25,5	2,5	0,4
21	2,6	34	-58	11,4	5,06	1,20	1200	4491	0,6	25,5	2,5	0,4
22	2,6	46	-56	13,2	4,25	1,17	1700	4436	0,6	25,5	2,5	0,4
23	2,1	46	-55	13,0	4,25	1,17	1700	4383	0,6	25,5	2,5	0,4
24	1,7	43	-37	12,8	2,88	1,11	1700	4332	0,6	25,5	2,5	0,4
25	1,7	31	-35	10,7	3,28	1,13	1200	4283	0,6	25,5	2,5	0,4
26	1,7	30	-34	10,5	3,21	1,13	1200	4236	0,6	25,5	2,5	0,4
27	1,6	30	-33	10,4	3,13	1,12	1200	4192	0,6	25,5	2,5	0,4
28	1,6	29	-31	10,2	3,06	1,12	1200	4150	0,6	25,5	2,5	0,4
29	1,6	29	-30	10,1	2,97	1,12	1200	4110	0,6	25,5	2,5	0,4
30	1,5	29	-29	10,0	2,92	1,11	1200	4073	0,6	25,5	2,5	0,4
31	1,5	28	-28	9,9	2,80	1,11	1200	4037	0,6	25,5	2,5	0,4
32	1,5	28	-26	9,8	2,70	1,11	1200	4005	0,6	25,5	2,5	0,4
33	1,4	28	-25	9,7	2,60	1,10	1200	3974	0,6	25,5	2,5	0,4
34	1,4	27	-24	9,7	2,50	1,10	1200	3946	0,6	25,5	2,5	0,4
35	1,3	27	-23	9,6	2,40	1,09	1200	3920	0,6	25,5	2,5	0,4
36	1,3	27	-22	9,5	2,31	1,09	1200	3895	0,6	25,5	2,5	0,4
37	1,2	27	-21	9,5	2,18	1,09	1200	3874	0,6	25,5	2,5	0,4
38	1,2	26	-20	9,5	2,07	1,08	1200	3855	0,6	25,5	2,5	0,4
39	1,1	26	-18	9,4	1,95	1,08	1200	3838	0,6	25,5	2,5	0,4
40	1,1	26	-17	9,4	1,84	1,07	1200	3822	0,6	25,5	2,5	0,4
41	1,0	26	-16	9,4	1,72	1,07	1200	3810	0,6	25,5	2,5	0,4
42	0,9	26	-15	9,4	1,60	1,06	1200	3799	0,6	25,5	2,5	0,4
43	0,9	25	-14	9,4	1,48	1,06	1200	3791	0,6	25,5	2,5	0,4
44	0,8	30	-13	10,2	1,26	1,05	1450	3785	0,6	25,5	2,5	0,4
45	0,4	29	-4	10,2	0,37	1,01	1450	3782	0,6	25,5	2,5	0,4
46	0,3	29	-3	10,2	0,33	1,01	1450	3781	0,6	25,5	2,5	0,4
47	0,3	29	-3	10,2	0,26	1,01	1450	3780	0,6	25,5	2,5	0,4

Tabell F.13: Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i le

Støpeetappe	$\Delta F_{td}/A_{s1}$ [MPa]	A_{s1} [mm ²]	ΔF_{td} [MN]	V_{Ed} [MN]	$\cot\theta$	$cota$
1	84	57757	4,8	3,9	2,5	0
2	86	56775	4,9	3,9	2,5	0
3	87	55793	4,8	3,9	2,5	0
4	89	53830	4,8	3,8	2,5	0
5	91	52848	4,8	3,9	2,5	0
6	92	51866	4,8	3,8	2,5	0
7	95	49903	4,8	3,8	2,5	0
8	95	48921	4,7	3,7	2,5	0
9	93	49998	4,6	3,7	2,5	0
10	83	44640	3,7	3,0	2,5	0
11	79	45976	3,6	2,9	2,5	0
12	80	44994	3,6	2,9	2,5	0
13	82	44012	3,6	2,9	2,5	0
14	83	43030	3,6	2,9	2,5	0
15	84	42049	3,5	2,8	2,5	0
16	85	41067	3,5	2,8	2,5	0
17	86	40085	3,4	2,7	2,5	0
18	104	39103	4,1	3,3	2,5	0
19	87	38122	3,3	2,7	2,5	0
20	86	38122	3,3	2,6	2,5	0
21	87	37140	3,2	2,6	2,5	0
22	84	38217	3,2	2,6	2,5	0
23	82	32859	2,7	2,1	2,5	0
24	62	35423	2,2	1,7	2,5	0
25	61	35176	2,1	1,7	2,5	0
26	61	34195	2,1	1,7	2,5	0
27	60	34195	2,1	1,6	2,5	0
28	61	33213	2,0	1,6	2,5	0
29	59	33213	2,0	1,6	2,5	0
30	58	33213	1,9	1,5	2,5	0
31	58	32231	1,9	1,5	2,5	0
32	56	32231	1,8	1,5	2,5	0
33	55	32231	1,8	1,4	2,5	0
34	53	32231	1,7	1,4	2,5	0
35	51	32231	1,6	1,3	2,5	0
36	51	31249	1,6	1,3	2,5	0
37	49	31249	1,5	1,2	2,5	0
38	46	31249	1,5	1,2	2,5	0
39	31	45038	1,4	1,1	2,5	0
40	29	45038	1,3	1,1	2,5	0
41	28	45038	1,3	1,0	2,5	0
42	26	45038	1,2	0,9	2,5	0
43	24	46395	1,1	0,9	2,5	0
44	31	32974	1,0	0,8	2,5	0
45	14	32974	0,5	0,4	2,5	0
46	13	32974	0,4	0,3	2,5	0
47	12	32974	0,4	0,3	2,5	0

Tabell F.14: Tversgående vind i byggetilstand på tårnbein i le

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$
1	3,9	46	0,084
2	3,9	45	0,086
3	3,9	45	0,087
4	3,8	44	0,088
5	3,9	43	0,089
6	3,8	43	0,089
7	3,8	42	0,091
8	3,7	41	0,091
9	3,7	57	0,065
10	3,0	55	0,053
11	2,9	39	0,074
12	2,9	39	0,075
13	2,9	38	0,076
14	2,9	38	0,076
15	2,8	37	0,076
16	2,8	36	0,077
17	2,7	36	0,076
18	3,3	35	0,092
19	2,7	35	0,076
20	2,6	35	0,076
21	2,6	34	0,076
22	2,6	46	0,055
23	2,1	46	0,047
24	1,7	43	0,040
25	1,7	31	0,056
26	1,7	30	0,056
27	1,6	30	0,055
28	1,6	29	0,055
29	1,6	29	0,054
30	1,5	29	0,054
31	1,5	28	0,053
32	1,5	28	0,052
33	1,4	28	0,051
34	1,4	27	0,050
35	1,3	27	0,048
36	1,3	27	0,047
37	1,2	27	0,046
38	1,2	26	0,044
39	1,1	26	0,042
40	1,1	26	0,041
41	1,0	26	0,039
42	0,9	26	0,036
43	0,9	25	0,034
44	0,8	30	0,027
45	0,4	29	0,012
46	0,3	29	0,012
47	0,3	29	0,011

Tabell F.15: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN]	A_{sw}/s [mm^{-1}]	z [mm]	f_{ywd} [MPa]	$\cot\theta$
1	2,4	44	2,681	7525	434,8	2,5
2	2,4	43	2,681	7327	434,8	2,5
3	2,5	42	2,681	7135	434,8	2,5
4	2,5	40	2,681	6948	434,8	2,5
5	2,6	39	2,681	6766	434,8	2,5
6	2,6	38	2,681	6591	434,8	2,5
7	2,6	37	2,681	6420	434,8	2,5
8	2,6	36	2,681	6254	434,8	2,5
9	2,6	54	4,189	5981	434,8	2,5
10	2,4	53	4,189	5827	434,8	2,5
11	2,4	34	2,681	5791	434,8	2,5
12	2,4	33	2,681	5647	434,8	2,5
13	2,5	32	2,681	5508	434,8	2,5
14	2,5	31	2,681	5374	434,8	2,5
15	2,5	31	2,681	5246	434,8	2,5
16	2,5	30	2,681	5124	434,8	2,5
17	2,5	29	2,681	5007	434,8	2,5
18	2,4	29	2,681	4894	434,8	2,5
19	2,4	28	2,681	4788	434,8	2,5
20	2,3	27	2,681	4687	434,8	2,5
21	2,3	27	2,681	4591	434,8	2,5
22	2,2	40	4,189	4388	434,8	2,5
23	2,1	39	4,189	4303	434,8	2,5
24	1,8	38	4,189	4223	434,8	2,5
25	1,6	25	2,681	4262	434,8	2,5
26	1,4	24	2,681	4192	434,8	2,5
27	1,3	24	2,681	4128	434,8	2,5
28	1,1	24	2,681	4070	434,8	2,5
29	0,9	23	2,681	4017	434,8	2,5
30	0,7	23	2,681	3969	434,8	2,5
31	0,4	23	2,681	3927	434,8	2,5
32	0,2	23	2,681	3890	434,8	2,5
33	0,1	22	2,681	3858	434,8	2,5
34	0,4	22	2,681	3832	434,8	2,5
35	0,7	22	2,681	3812	434,8	2,5
36	0,9	22	2,681	3795	434,8	2,5
37	1,2	22	2,681	3785	434,8	2,5
38	1,4	22	2,681	3781	434,8	2,5
39	1,6	22	2,681	3780	434,8	2,5
40	1,7	22	2,681	3780	434,8	2,5
41	1,9	22	2,681	3780	434,8	2,5
42	2,0	22	2,681	3780	434,8	2,5
43	2,0	22	2,681	3780	434,8	2,5
44	2,1	22	2,681	3724	434,8	2,5
45	2,8	22	2,681	3724	434,8	2,5
46	2,8	22	2,681	3724	434,8	2,5
47	2,8	22	2,681	3724	434,8	2,5

Tabell F.16: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1

S. etappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	N_{Ed} [MN]	A_c [m ²]	σ_{cp} [MPa]	α_{cw}	b_w [mm]	z [mm]	v_1	f_{cd} [Mpa]	$\cot\theta$	$\tan\theta$
1	2,4	57	-241	17,4	5,10	1,20	1200	7525	0,6	25,5	2,5	0,4
2	2,4	56	-239	17,0	5,10	1,20	1200	7327	0,6	25,5	2,5	0,4
3	2,5	54	-237	16,6	5,10	1,20	1200	7135	0,6	25,5	2,5	0,4
4	2,5	53	-234	16,3	5,10	1,20	1200	6948	0,6	25,5	2,5	0,4
5	2,6	51	-232	15,9	5,10	1,20	1200	6766	0,6	25,5	2,5	0,4
6	2,6	50	-230	15,5	5,10	1,20	1200	6591	0,6	25,5	2,5	0,4
7	2,6	49	-228	15,2	5,10	1,20	1200	6420	0,6	25,5	2,5	0,4
8	2,6	48	-226	14,8	5,10	1,20	1200	6254	0,6	25,5	2,5	0,4
9	2,6	45	-224	17,0	5,10	1,20	1200	5981	0,6	25,5	2,5	0,4
10	2,4	44	-212	16,7	5,10	1,20	1200	5827	0,6	25,5	2,5	0,4
11	2,4	44	-211	13,9	5,10	1,20	1200	5791	0,6	25,5	2,5	0,4
12	2,4	43	-209	13,6	5,10	1,20	1200	5647	0,6	25,5	2,5	0,4
13	2,5	42	-207	13,3	5,10	1,20	1200	5508	0,6	25,5	2,5	0,4
14	2,5	41	-205	13,0	5,10	1,20	1200	5374	0,6	25,5	2,5	0,4
15	2,5	40	-203	12,8	5,10	1,20	1200	5246	0,6	25,5	2,5	0,4
16	2,5	39	-202	12,5	5,10	1,20	1200	5124	0,6	25,5	2,5	0,4
17	2,5	38	-200	12,3	5,10	1,20	1200	5007	0,6	25,5	2,5	0,4
18	2,4	37	-198	12,0	5,10	1,20	1200	4894	0,6	25,5	2,5	0,4
19	2,4	36	-197	11,8	5,10	1,20	1200	4788	0,6	25,5	2,5	0,4
20	2,3	36	-195	11,6	5,10	1,20	1200	4687	0,6	25,5	2,5	0,4
21	2,3	35	-194	11,4	5,10	1,20	1200	4591	0,6	25,5	2,5	0,4
22	2,2	33	-192	13,2	5,10	1,20	1200	4388	0,6	25,5	2,5	0,4
23	2,1	33	-191	13,0	5,10	1,20	1200	4303	0,6	25,5	2,5	0,4
24	1,8	32	-183	12,8	5,10	1,20	1200	4223	0,6	25,5	2,5	0,4
25	1,6	32	-181	10,7	5,10	1,20	1200	4262	0,6	25,5	2,5	0,4
26	1,4	32	-179	10,5	5,10	1,20	1200	4192	0,6	25,5	2,5	0,4
27	1,3	31	-178	10,4	5,10	1,20	1200	4128	0,6	25,5	2,5	0,4
28	1,1	31	-177	10,2	5,10	1,20	1200	4070	0,6	25,5	2,5	0,4
29	0,9	31	-175	10,1	5,10	1,20	1200	4017	0,6	25,5	2,5	0,4
30	0,7	30	-174	10,0	5,10	1,20	1200	3969	0,6	25,5	2,5	0,4
31	0,4	30	-173	9,9	5,10	1,20	1200	3927	0,6	25,5	2,5	0,4
32	0,2	30	-171	9,8	5,10	1,20	1200	3890	0,6	25,5	2,5	0,4
33	0,1	29	-170	9,7	5,10	1,20	1200	3858	0,6	25,5	2,5	0,4
34	0,4	29	-169	9,7	5,10	1,20	1200	3832	0,6	25,5	2,5	0,4
35	0,7	29	-167	9,6	5,10	1,20	1200	3812	0,6	25,5	2,5	0,4
36	0,9	29	-166	9,5	5,10	1,20	1200	3795	0,6	25,5	2,5	0,4
37	1,2	29	-165	9,5	5,10	1,20	1200	3785	0,6	25,5	2,5	0,4
38	1,4	29	-164	9,5	5,10	1,20	1200	3781	0,6	25,5	2,5	0,4
39	1,6	29	-162	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
40	1,7	29	-161	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
41	1,9	29	-160	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
42	2,0	29	-158	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
43	2,0	29	-157	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
44	2,1	28	-156	10,2	5,10	1,20	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
45	2,8	28	-152	10,2	5,10	1,20	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
46	2,8	28	-151	10,2	5,10	1,20	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
47	2,8	28	-151	10,2	5,10	1,20	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4

Tabell F.17: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1

Støpeetappe	$\Delta F_{td}/A_{s1}$ [MPa]	A_{s1} [mm ²]	ΔF_{td} [MN]	V_{Ed} [MN]	$\cot\theta$	$cota$
1	22	138331	3,0	2,4	2,5	0
2	23	135114	3,0	2,4	2,5	0
3	23	135114	3,1	2,5	2,5	0
4	24	131897	3,1	2,5	2,5	0
5	25	128680	3,2	2,6	2,5	0
6	25	128680	3,2	2,6	2,5	0
7	26	125463	3,2	2,6	2,5	0
8	26	125463	3,3	2,6	2,5	0
9	25	132701	3,3	2,6	2,5	0
10	23	129283	3,0	2,4	2,5	0
11	25	119029	3,0	2,4	2,5	0
12	26	119029	3,1	2,4	2,5	0
13	27	115812	3,1	2,5	2,5	0
14	27	115812	3,1	2,5	2,5	0
15	27	112595	3,1	2,5	2,5	0
16	27	112595	3,1	2,5	2,5	0
17	28	109378	3,1	2,5	2,5	0
18	28	109378	3,0	2,4	2,5	0
19	28	106161	3,0	2,4	2,5	0
20	27	106161	2,9	2,3	2,5	0
21	28	102944	2,8	2,3	2,5	0
22	25	108775	2,7	2,2	2,5	0
23	25	108775	2,7	2,1	2,5	0
24	21	105356	2,2	1,8	2,5	0
25	20	99727	2,0	1,6	2,5	0
26	18	99727	1,8	1,4	2,5	0
27	16	96510	1,6	1,3	2,5	0
28	19	72382	1,4	1,1	2,5	0
29	15	72382	1,1	0,9	2,5	0
30	13	69970	0,9	0,7	2,5	0
31	7	69970	0,5	0,4	2,5	0
32	3	69970	0,2	0,2	2,5	0
33	2	46646	0,1	0,1	2,5	0
34	10	46646	0,5	0,4	2,5	0
35	18	45038	0,8	0,7	2,5	0
36	25	45038	1,1	0,9	2,5	0
37	32	45038	1,4	1,2	2,5	0
38	38	45038	1,7	1,4	2,5	0
39	63	31228	2,0	1,6	2,5	0
40	70	31228	2,2	1,7	2,5	0
41	75	31228	2,3	1,9	2,5	0
42	78	31228	2,4	2,0	2,5	0
43	81	31228	2,5	2,0	2,5	0
44	90	28821	2,6	2,1	2,5	0
45	121	28821	3,5	2,8	2,5	0
46	122	28821	3,5	2,8	2,5	0
47	123	28821	3,5	2,8	2,5	0

Tabell F.18: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1

Støpeetappe	A_{s1} [mm ²]	ΣA_{s1} [mm ²]	T_{Ed} [MNm]	A_k [mm ²]	$\cot\theta$	u_k [mm]	f_{yd} [MPa]
1	138331	3457	2,2	52001511	2,5	29024	434,8
2	135114	3377	2,1	49704099	2,5	28360	434,8
3	135114	3414	2,0	47522440	2,5	27716	434,8
4	131897	3416	2,0	45432660	2,5	27086	434,8
5	128680	3313	1,9	43437924	2,5	26472	434,8
6	128680	3379	1,9	41555091	2,5	25880	434,8
7	125463	3297	1,8	39747561	2,5	25300	434,8
8	125463	3369	1,8	38038929	2,5	24740	434,8
9	132701	3441	1,8	34788096	2,5	23694	434,8
10	129283	3782	1,9	33283916	2,5	23166	434,8
11	119029	3791	1,9	33399630	2,5	23158	434,8
12	119029	3938	1,9	32008692	2,5	22664	434,8
13	115812	4082	2,0	30694680	2,5	22188	434,8
14	115812	4203	2,0	29443832	2,5	21726	434,8
15	112595	4321	2,0	28269777	2,5	21284	434,8
16	112595	4461	2,0	27159148	2,5	20858	434,8
17	109378	4561	2,0	26115006	2,5	20450	434,8
18	109378	5250	2,3	25124820	2,5	20056	434,8
19	106161	4960	2,1	24201420	2,5	19682	434,8
20	106161	5059	2,1	23337540	2,5	19326	434,8
21	102944	5149	2,1	22516690	2,5	18982	434,8
22	108775	5381	2,1	20585679	2,5	18160	434,8
23	108775	5788	2,2	19897920	2,5	17852	434,8
24	105356	14049	5,4	19255971	2,5	17560	434,8
25	99727	13839	5,4	19775665	2,5	17788	434,8
26	99727	13997	5,3	19205706	2,5	17530	434,8
27	96510	14142	5,3	18682746	2,5	17290	434,8
28	72382	14307	5,3	18201042	2,5	17066	434,8
29	72382	14398	5,3	17763521	2,5	16860	434,8
30	69970	14563	5,3	17368860	2,5	16672	434,8
31	69970	14622	5,2	17007718	2,5	16498	434,8
32	69970	14687	5,2	16691300	2,5	16344	434,8
33	46646	14818	5,2	16410492	2,5	16206	434,8
34	46646	14853	5,2	16164472	2,5	16084	434,8
35	45038	14876	5,2	15956425	2,5	15980	434,8
36	45038	14908	5,1	15777676	2,5	15890	434,8
37	45038	14900	5,1	15639624	2,5	15820	434,8
38	45038	14878	5,1	15537683	2,5	15768	434,8
39	31228	14910	5,1	15459600	2,5	15728	434,8
40	31228	14857	5,1	15393300	2,5	15694	434,8
41	31228	14680	5,0	15338700	2,5	15666	434,8
42	31228	14813	5,0	15291900	2,5	15642	434,8
43	31228	14785	5,0	15256800	2,5	15624	434,8
44	28821	15030	5,0	14745900	2,5	15362	434,8
45	28821	717	0,2	14730300	2,5	15354	434,8
46	28821	713	0,2	14726400	2,5	15352	434,8
47	28821	721	0,2	14722500	2,5	15350	434,8

Tabell F.19: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	f_{ck} [MPa]	v	α_{cw}	f_{cd} [MPa]	A_k [mm ²]	$t_{ef,i}$ [mm]	$\sin\theta$	$\cos\theta$
1	2,2	324	45	0,49	1,20	25,5	52001511	600	0,37	0,93
2	2,1	310	45	0,49	1,20	25,5	49704099	600	0,37	0,93
3	2,0	296	45	0,49	1,20	25,5	47522440	600	0,37	0,93
4	2,0	283	45	0,49	1,20	25,5	45432660	600	0,37	0,93
5	1,9	271	45	0,49	1,20	25,5	43437924	600	0,37	0,93
6	1,9	259	45	0,49	1,20	25,5	41555091	600	0,37	0,93
7	1,8	248	45	0,49	1,20	25,5	39747561	600	0,37	0,93
8	1,8	237	45	0,49	1,20	25,5	38038929	600	0,37	0,93
9	1,8	217	45	0,49	1,20	25,5	34788096	600	0,37	0,93
10	1,9	207	45	0,49	1,20	25,5	33283916	600	0,37	0,93
11	1,9	208	45	0,49	1,20	25,5	33399630	600	0,37	0,93
12	1,9	199	45	0,49	1,20	25,5	32008692	600	0,37	0,93
13	2,0	191	45	0,49	1,20	25,5	30694680	600	0,37	0,93
14	2,0	183	45	0,49	1,20	25,5	29443832	600	0,37	0,93
15	2,0	176	45	0,49	1,20	25,5	28269777	600	0,37	0,93
16	2,0	169	45	0,49	1,20	25,5	27159148	600	0,37	0,93
17	2,0	163	45	0,49	1,20	25,5	26115006	600	0,37	0,93
18	2,3	157	45	0,49	1,20	25,5	25124820	600	0,37	0,93
19	2,1	151	45	0,49	1,20	25,5	24201420	600	0,37	0,93
20	2,1	145	45	0,49	1,20	25,5	23337540	600	0,37	0,93
21	2,1	140	45	0,49	1,20	25,5	22516690	600	0,37	0,93
22	2,1	128	45	0,49	1,20	25,5	20585679	600	0,37	0,93
23	2,2	124	45	0,49	1,20	25,5	19897920	600	0,37	0,93
24	5,4	120	45	0,49	1,20	25,5	19255971	600	0,37	0,93
25	5,4	123	45	0,49	1,20	25,5	19775665	600	0,37	0,93
26	5,3	120	45	0,49	1,20	25,5	19205706	600	0,37	0,93
27	5,3	116	45	0,49	1,20	25,5	18682746	600	0,37	0,93
28	5,3	113	45	0,49	1,20	25,5	18201042	600	0,37	0,93
29	5,3	111	45	0,49	1,20	25,5	17763521	600	0,37	0,93
30	5,3	108	45	0,49	1,20	25,5	17368860	600	0,37	0,93
31	5,2	106	45	0,49	1,20	25,5	17007718	600	0,37	0,93
32	5,2	104	45	0,49	1,20	25,5	16691300	600	0,37	0,93
33	5,2	102	45	0,49	1,20	25,5	16410492	600	0,37	0,93
34	5,2	101	45	0,49	1,20	25,5	16164472	600	0,37	0,93
35	5,2	99	45	0,49	1,20	25,5	15956425	600	0,37	0,93
36	5,1	98	45	0,49	1,20	25,5	15777676	600	0,37	0,93
37	5,1	97	45	0,49	1,20	25,5	15639624	600	0,37	0,93
38	5,1	97	45	0,49	1,20	25,5	15537683	600	0,37	0,93
39	5,1	96	45	0,49	1,20	25,5	15459600	600	0,37	0,93
40	5,1	96	45	0,49	1,20	25,5	15393300	600	0,37	0,93
41	5,0	96	45	0,49	1,20	25,5	15338700	600	0,37	0,93
42	5,0	95	45	0,49	1,20	25,5	15291900	600	0,37	0,93
43	5,0	95	45	0,49	1,20	25,5	15256800	600	0,37	0,93
44	5,0	92	45	0,49	1,20	25,5	14745900	600	0,37	0,93
45	0,2	92	45	0,49	1,20	25,5	14730300	600	0,37	0,93
46	0,2	92	45	0,49	1,20	25,5	14726400	600	0,37	0,93
47	0,2	92	45	0,49	1,20	25,5	14722500	600	0,37	0,93

Tabell F.20: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 1

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	$T_{Ed}/T_{Rd,max}$	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$
1	2,2	324	0,007	2,4	57	0,042
2	2,1	310	0,007	2,4	56	0,044
3	2,0	296	0,007	2,5	54	0,046
4	2,0	283	0,007	2,5	53	0,048
5	1,9	271	0,007	2,6	51	0,050
6	1,9	259	0,007	2,6	50	0,051
7	1,8	248	0,007	2,6	49	0,053
8	1,8	237	0,008	2,6	48	0,055
9	1,8	217	0,008	2,6	45	0,058
10	1,9	207	0,009	2,4	44	0,054
11	1,9	208	0,009	2,4	44	0,055
12	1,9	199	0,010	2,4	43	0,057
13	2,0	191	0,010	2,5	42	0,059
14	2,0	183	0,011	2,5	41	0,061
15	2,0	176	0,011	2,5	40	0,062
16	2,0	169	0,012	2,5	39	0,063
17	2,0	163	0,012	2,5	38	0,064
18	2,3	157	0,015	2,4	37	0,065
19	2,1	151	0,014	2,4	36	0,066
20	2,1	145	0,015	2,3	36	0,066
21	2,1	140	0,015	2,3	35	0,065
22	2,1	128	0,017	2,2	33	0,066
23	2,2	124	0,018	2,1	33	0,065
24	5,4	120	0,045	1,8	32	0,055
25	5,4	123	0,043	1,6	32	0,049
26	5,3	120	0,045	1,4	32	0,045
27	5,3	116	0,046	1,3	31	0,040
28	5,3	113	0,047	1,1	31	0,035
29	5,3	111	0,048	0,9	31	0,028
30	5,3	108	0,049	0,7	30	0,023
31	5,2	106	0,049	0,4	30	0,014
32	5,2	104	0,050	0,2	30	0,006
33	5,2	102	0,051	0,1	29	0,003
34	5,2	101	0,052	0,4	29	0,013
35	5,2	99	0,052	0,7	29	0,023
36	5,1	98	0,052	0,9	29	0,031
37	5,1	97	0,053	1,2	29	0,040
38	5,1	97	0,053	1,4	29	0,048
39	5,1	96	0,053	1,6	29	0,055
40	5,1	96	0,053	1,7	29	0,061
41	5,0	96	0,052	1,9	29	0,065
42	5,0	95	0,053	2,0	29	0,068
43	5,0	95	0,053	2,0	29	0,070
44	5,0	92	0,055	2,1	28	0,073
45	0,2	92	0,003	2,8	28	0,099
46	0,2	92	0,003	2,8	28	0,099
47	0,2	92	0,003	2,8	28	0,100

Tabell F.21: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN]	A_{sw}/s [mm^{-1}]	z [mm]	f_{ywd} [MPa]	$\cot\theta$
1	2,8	44	2,681	7525	434,8	2,5
2	2,8	43	2,681	7327	434,8	2,5
3	2,8	42	2,681	7135	434,8	2,5
4	2,9	40	2,681	6948	434,8	2,5
5	2,9	39	2,681	6766	434,8	2,5
6	2,9	38	2,681	6591	434,8	2,5
7	3,0	37	2,681	6420	434,8	2,5
8	3,0	36	2,681	6254	434,8	2,5
9	3,0	54	4,189	5981	434,8	2,5
10	2,7	53	4,189	5827	434,8	2,5
11	2,7	34	2,681	5791	434,8	2,5
12	2,7	33	2,681	5647	434,8	2,5
13	2,8	32	2,681	5508	434,8	2,5
14	2,8	31	2,681	5374	434,8	2,5
15	2,8	31	2,681	5246	434,8	2,5
16	2,8	30	2,681	5124	434,8	2,5
17	2,8	29	2,681	5007	434,8	2,5
18	2,7	29	2,681	4894	434,8	2,5
19	2,7	28	2,681	4788	434,8	2,5
20	2,6	27	2,681	4687	434,8	2,5
21	2,6	27	2,681	4591	434,8	2,5
22	2,5	40	4,189	4388	434,8	2,5
23	2,4	39	4,189	4303	434,8	2,5
24	1,9	38	4,189	4223	434,8	2,5
25	1,8	25	2,681	4262	434,8	2,5
26	1,6	24	2,681	4192	434,8	2,5
27	1,5	24	2,681	4128	434,8	2,5
28	1,3	24	2,681	4070	434,8	2,5
29	1,1	23	2,681	4017	434,8	2,5
30	0,9	23	2,681	3969	434,8	2,5
31	0,6	23	2,681	3927	434,8	2,5
32	0,4	23	2,681	3890	434,8	2,5
33	0,1	22	2,681	3858	434,8	2,5
34	0,2	22	2,681	3832	434,8	2,5
35	0,5	22	2,681	3812	434,8	2,5
36	0,7	22	2,681	3795	434,8	2,5
37	1,0	22	2,681	3785	434,8	2,5
38	1,3	22	2,681	3781	434,8	2,5
39	1,5	22	2,681	3780	434,8	2,5
40	1,7	22	2,681	3780	434,8	2,5
41	1,8	22	2,681	3780	434,8	2,5
42	1,9	22	2,681	3780	434,8	2,5
43	2,0	22	2,681	3780	434,8	2,5
44	2,0	22	2,681	3724	434,8	2,5
45	1,6	22	2,681	3724	434,8	2,5
46	1,6	22	2,681	3724	434,8	2,5
47	1,6	22	2,681	3724	434,8	2,5

Tabell F.22: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2

S.etappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	N_{Ed} [MN]	A_c [m ²]	σ_{cp} [MPa]	α_{cw}	b_w [mm]	z [mm]	v_1	f_{cd} [Mpa]	$\cot\theta$	$\tan\theta$
1	2,8	57	-246	17,4	5,10	1,20	1200	7525	0,6	25,5	2,5	0,4
2	2,8	56	-244	17,0	5,10	1,20	1200	7327	0,6	25,5	2,5	0,4
3	2,8	54	-242	16,6	5,10	1,20	1200	7135	0,6	25,5	2,5	0,4
4	2,9	53	-239	16,3	5,10	1,20	1200	6948	0,6	25,5	2,5	0,4
5	2,9	51	-237	15,9	5,10	1,20	1200	6766	0,6	25,5	2,5	0,4
6	2,9	50	-235	15,5	5,10	1,20	1200	6591	0,6	25,5	2,5	0,4
7	3,0	49	-233	15,2	5,10	1,20	1200	6420	0,6	25,5	2,5	0,4
8	3,0	48	-231	14,8	5,10	1,20	1200	6254	0,6	25,5	2,5	0,4
9	3,0	45	-229	17,0	5,10	1,20	1200	5981	0,6	25,5	2,5	0,4
10	2,7	44	-218	16,7	5,10	1,20	1200	5827	0,6	25,5	2,5	0,4
11	2,7	44	-216	13,9	5,10	1,20	1200	5791	0,6	25,5	2,5	0,4
12	2,7	43	-214	13,6	5,10	1,20	1200	5647	0,6	25,5	2,5	0,4
13	2,8	42	-212	13,3	5,10	1,20	1200	5508	0,6	25,5	2,5	0,4
14	2,8	41	-211	13,0	5,10	1,20	1200	5374	0,6	25,5	2,5	0,4
15	2,8	40	-209	12,8	5,10	1,20	1200	5246	0,6	25,5	2,5	0,4
16	2,8	39	-207	12,5	5,10	1,20	1200	5124	0,6	25,5	2,5	0,4
17	2,8	38	-206	12,3	5,10	1,20	1200	5007	0,6	25,5	2,5	0,4
18	2,7	37	-204	12,0	5,10	1,20	1200	4894	0,6	25,5	2,5	0,4
19	2,7	36	-202	11,8	5,10	1,20	1200	4788	0,6	25,5	2,5	0,4
20	2,6	36	-201	11,6	5,10	1,20	1200	4687	0,6	25,5	2,5	0,4
21	2,6	35	-199	11,4	5,10	1,20	1200	4591	0,6	25,5	2,5	0,4
22	2,5	33	-198	13,2	5,10	1,20	1200	4388	0,6	25,5	2,5	0,4
23	2,4	33	-197	13,0	5,10	1,20	1200	4303	0,6	25,5	2,5	0,4
24	1,9	32	-190	12,8	5,10	1,20	1200	4223	0,6	25,5	2,5	0,4
25	1,8	32	-188	10,7	5,10	1,20	1200	4262	0,6	25,5	2,5	0,4
26	1,6	32	-186	10,5	5,10	1,20	1200	4192	0,6	25,5	2,5	0,4
27	1,5	31	-185	10,4	5,10	1,20	1200	4128	0,6	25,5	2,5	0,4
28	1,3	31	-183	10,2	5,10	1,20	1200	4070	0,6	25,5	2,5	0,4
29	1,1	31	-182	10,1	5,10	1,20	1200	4017	0,6	25,5	2,5	0,4
30	0,9	30	-181	10,0	5,10	1,20	1200	3969	0,6	25,5	2,5	0,4
31	0,6	30	-179	9,9	5,10	1,20	1200	3927	0,6	25,5	2,5	0,4
32	0,4	30	-178	9,8	5,10	1,20	1200	3890	0,6	25,5	2,5	0,4
33	0,1	29	-177	9,7	5,10	1,20	1200	3858	0,6	25,5	2,5	0,4
34	0,2	29	-175	9,7	5,10	1,20	1200	3832	0,6	25,5	2,5	0,4
35	0,5	29	-174	9,6	5,10	1,20	1200	3812	0,6	25,5	2,5	0,4
36	0,7	29	-173	9,5	5,10	1,20	1200	3795	0,6	25,5	2,5	0,4
37	1,0	29	-172	9,5	5,10	1,20	1200	3785	0,6	25,5	2,5	0,4
38	1,3	29	-170	9,5	5,10	1,20	1200	3781	0,6	25,5	2,5	0,4
39	1,5	29	-169	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
40	1,7	29	-168	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
41	1,8	29	-167	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
42	1,9	29	-165	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
43	2,0	29	-164	9,4	5,10	1,20	1200	3780	0,6	25,5	2,5	0,4
44	2,0	28	-163	10,2	5,10	1,20	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
45	1,6	28	-160	10,2	5,10	1,20	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
46	1,6	28	-159	10,2	5,10	1,20	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4
47	1,6	28	-158	10,2	5,10	1,20	1200	3724	0,6	25,5	2,5	0,4

Tabell F.23: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2

Støpeetappe	$\Delta F_{td}/A_{s1}$ [MPa]	A_{s1} [mm ²]	ΔF_{td} [MN]	V_{Ed} [MN]	$\cot\theta$	$cota$
1	25	138331	3,4	2,8	2,5	0
2	26	135114	3,5	2,8	2,5	0
3	26	135114	3,5	2,8	2,5	0
4	27	131897	3,6	2,9	2,5	0
5	28	128680	3,7	2,9	2,5	0
6	29	128680	3,7	2,9	2,5	0
7	29	125463	3,7	3,0	2,5	0
8	30	125463	3,7	3,0	2,5	0
9	28	132701	3,8	3,0	2,5	0
10	26	129283	3,3	2,7	2,5	0
11	28	119029	3,4	2,7	2,5	0
12	29	119029	3,4	2,7	2,5	0
13	30	115812	3,4	2,8	2,5	0
14	30	115812	3,5	2,8	2,5	0
15	31	112595	3,5	2,8	2,5	0
16	31	112595	3,5	2,8	2,5	0
17	32	109378	3,4	2,8	2,5	0
18	31	109378	3,4	2,7	2,5	0
19	32	106161	3,4	2,7	2,5	0
20	31	106161	3,3	2,6	2,5	0
21	31	102944	3,2	2,6	2,5	0
22	28	108775	3,1	2,5	2,5	0
23	28	108775	3,0	2,4	2,5	0
24	23	105356	2,4	1,9	2,5	0
25	22	99727	2,2	1,8	2,5	0
26	21	99727	2,0	1,6	2,5	0
27	19	96510	1,9	1,5	2,5	0
28	22	72382	1,6	1,3	2,5	0
29	19	72382	1,4	1,1	2,5	0
30	17	69970	1,2	0,9	2,5	0
31	11	69970	0,8	0,6	2,5	0
32	7	69970	0,5	0,4	2,5	0
33	3	46646	0,2	0,1	2,5	0
34	5	46646	0,2	0,2	2,5	0
35	13	45038	0,6	0,5	2,5	0
36	20	45038	0,9	0,7	2,5	0
37	28	45038	1,3	1,0	2,5	0
38	35	45038	1,6	1,3	2,5	0
39	59	31228	1,8	1,5	2,5	0
40	67	31228	2,1	1,7	2,5	0
41	72	31228	2,3	1,8	2,5	0
42	76	31228	2,4	1,9	2,5	0
43	79	31228	2,5	2,0	2,5	0
44	88	28821	2,5	2,0	2,5	0
45	70	28821	2,0	1,6	2,5	0
46	70	28821	2,0	1,6	2,5	0
47	71	28821	2,1	1,6	2,5	0

Tabell F.24: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2

Støpeetappe	A_{sl} [mm ²]	ΣA_{sl} [mm ²]	T_{Ed} [MNm]	A_k [mm ²]	$\cot\theta$	u_k [mm]	f_{yd} [MPa]
1	138331	9560	6,0	52001511	2,5	29024	434,8
2	135114	9609	5,9	49704099	2,5	28360	434,8
3	135114	9784	5,8	47522440	2,5	27716	434,8
4	131897	9925	5,8	45432660	2,5	27086	434,8
5	128680	9962	5,7	43437924	2,5	26472	434,8
6	128680	10159	5,7	41555091	2,5	25880	434,8
7	125463	10241	5,6	39747561	2,5	25300	434,8
8	125463	10462	5,6	38038929	2,5	24740	434,8
9	132701	10871	5,6	34788096	2,5	23694	434,8
10	129283	8181	4,1	33283916	2,5	23166	434,8
11	119029	8125	4,1	33399630	2,5	23158	434,8
12	119029	8225	4,0	32008692	2,5	22664	434,8
13	115812	8333	4,0	30694680	2,5	22188	434,8
14	115812	8467	4,0	29443832	2,5	21726	434,8
15	112595	8606	4,0	28269777	2,5	21284	434,8
16	112595	8723	4,0	27159148	2,5	20858	434,8
17	109378	8884	3,9	26115006	2,5	20450	434,8
18	109378	8471	3,7	25124820	2,5	20056	434,8
19	106161	8978	3,8	24201420	2,5	19682	434,8
20	106161	9136	3,8	23337540	2,5	19326	434,8
21	102944	9301	3,8	22516690	2,5	18982	434,8
22	108775	9750	3,8	20585679	2,5	18160	434,8
23	108775	9479	3,7	19897920	2,5	17852	434,8
24	105356	6212	2,4	19255971	2,5	17560	434,8
25	99727	6137	2,4	19775665	2,5	17788	434,8
26	99727	6266	2,4	19205706	2,5	17530	434,8
27	96510	6400	2,4	18682746	2,5	17290	434,8
28	72382	6528	2,4	18201042	2,5	17066	434,8
29	72382	6686	2,5	17763521	2,5	16860	434,8
30	69970	6761	2,5	17368860	2,5	16672	434,8
31	69970	6923	2,5	17007718	2,5	16498	434,8
32	69970	7058	2,5	16691300	2,5	16344	434,8
33	46646	7156	2,5	16410492	2,5	16206	434,8
34	46646	7282	2,5	16164472	2,5	16084	434,8
35	45038	7401	2,6	15956425	2,5	15980	434,8
36	45038	7488	2,6	15777676	2,5	15890	434,8
37	45038	7586	2,6	15639624	2,5	15820	434,8
38	45038	7671	2,6	15537683	2,5	15768	434,8
39	31228	7717	2,6	15459600	2,5	15728	434,8
40	31228	7796	2,7	15393300	2,5	15694	434,8
41	31228	8002	2,7	15338700	2,5	15666	434,8
42	31228	7846	2,7	15291900	2,5	15642	434,8
43	31228	7890	2,7	15256800	2,5	15624	434,8
44	28821	8041	2,7	14745900	2,5	15362	434,8
45	28821	473	0,2	14730300	2,5	15354	434,8
46	28821	475	0,2	14726400	2,5	15352	434,8
47	28821	472	0,2	14722500	2,5	15350	434,8

Tabell F.25: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	f_{ck} [MPa]	v	α_{cw}	f_{cd} [MPa]	A_k [mm ²]	$t_{ef,i}$ [mm]	$\sin\theta$	$\cos\theta$
1	6,0	324	45	0,49	1,20	25,5	52001511	600	0,37	0,93
2	5,9	310	45	0,49	1,20	25,5	49704099	600	0,37	0,93
3	5,8	296	45	0,49	1,20	25,5	47522440	600	0,37	0,93
4	5,8	283	45	0,49	1,20	25,5	45432660	600	0,37	0,93
5	5,7	271	45	0,49	1,20	25,5	43437924	600	0,37	0,93
6	5,7	259	45	0,49	1,20	25,5	41555091	600	0,37	0,93
7	5,6	248	45	0,49	1,20	25,5	39747561	600	0,37	0,93
8	5,6	237	45	0,49	1,20	25,5	38038929	600	0,37	0,93
9	5,6	217	45	0,49	1,20	25,5	34788096	600	0,37	0,93
10	4,1	207	45	0,49	1,20	25,5	33283916	600	0,37	0,93
11	4,1	208	45	0,49	1,20	25,5	33399630	600	0,37	0,93
12	4,0	199	45	0,49	1,20	25,5	32008692	600	0,37	0,93
13	4,0	191	45	0,49	1,20	25,5	30694680	600	0,37	0,93
14	4,0	183	45	0,49	1,20	25,5	29443832	600	0,37	0,93
15	4,0	176	45	0,49	1,20	25,5	28269777	600	0,37	0,93
16	4,0	169	45	0,49	1,20	25,5	27159148	600	0,37	0,93
17	3,9	163	45	0,49	1,20	25,5	26115006	600	0,37	0,93
18	3,7	157	45	0,49	1,20	25,5	25124820	600	0,37	0,93
19	3,8	151	45	0,49	1,20	25,5	24201420	600	0,37	0,93
20	3,8	145	45	0,49	1,20	25,5	23337540	600	0,37	0,93
21	3,8	140	45	0,49	1,20	25,5	22516690	600	0,37	0,93
22	3,8	128	45	0,49	1,20	25,5	20585679	600	0,37	0,93
23	3,7	124	45	0,49	1,20	25,5	19897920	600	0,37	0,93
24	2,4	120	45	0,49	1,20	25,5	19255971	600	0,37	0,93
25	2,4	123	45	0,49	1,20	25,5	19775665	600	0,37	0,93
26	2,4	120	45	0,49	1,20	25,5	19205706	600	0,37	0,93
27	2,4	116	45	0,49	1,20	25,5	18682746	600	0,37	0,93
28	2,4	113	45	0,49	1,20	25,5	18201042	600	0,37	0,93
29	2,5	111	45	0,49	1,20	25,5	17763521	600	0,37	0,93
30	2,5	108	45	0,49	1,20	25,5	17368860	600	0,37	0,93
31	2,5	106	45	0,49	1,20	25,5	17007718	600	0,37	0,93
32	2,5	104	45	0,49	1,20	25,5	16691300	600	0,37	0,93
33	2,5	102	45	0,49	1,20	25,5	16410492	600	0,37	0,93
34	2,5	101	45	0,49	1,20	25,5	16164472	600	0,37	0,93
35	2,6	99	45	0,49	1,20	25,5	15956425	600	0,37	0,93
36	2,6	98	45	0,49	1,20	25,5	15777676	600	0,37	0,93
37	2,6	97	45	0,49	1,20	25,5	15639624	600	0,37	0,93
38	2,6	97	45	0,49	1,20	25,5	15537683	600	0,37	0,93
39	2,6	96	45	0,49	1,20	25,5	15459600	600	0,37	0,93
40	2,7	96	45	0,49	1,20	25,5	15393300	600	0,37	0,93
41	2,7	96	45	0,49	1,20	25,5	15338700	600	0,37	0,93
42	2,7	95	45	0,49	1,20	25,5	15291900	600	0,37	0,93
43	2,7	95	45	0,49	1,20	25,5	15256800	600	0,37	0,93
44	2,7	92	45	0,49	1,20	25,5	14745900	600	0,37	0,93
45	0,2	92	45	0,49	1,20	25,5	14730300	600	0,37	0,93
46	0,2	92	45	0,49	1,20	25,5	14726400	600	0,37	0,93
47	0,2	92	45	0,49	1,20	25,5	14722500	600	0,37	0,93

Tabell F.26: Langsgående vind i ferdigtilstand på tårnbein 2

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	$T_{Ed}/T_{Rd,max}$	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$
1	6,0	324	0,018	2,8	57	0,048
2	5,9	310	0,019	2,8	56	0,050
3	5,8	296	0,020	2,8	54	0,052
4	5,8	283	0,020	2,9	53	0,055
5	5,7	271	0,021	2,9	51	0,057
6	5,7	259	0,022	2,9	50	0,059
7	5,6	248	0,023	3,0	49	0,061
8	5,6	237	0,024	3,0	48	0,063
9	5,6	217	0,026	3,0	45	0,066
10	4,1	207	0,020	2,7	44	0,060
11	4,1	208	0,020	2,7	44	0,061
12	4,0	199	0,020	2,7	43	0,064
13	4,0	191	0,021	2,8	42	0,066
14	4,0	183	0,022	2,8	41	0,068
15	4,0	176	0,023	2,8	40	0,070
16	4,0	169	0,023	2,8	39	0,071
17	3,9	163	0,024	2,8	38	0,073
18	3,7	157	0,024	2,7	37	0,073
19	3,8	151	0,025	2,7	36	0,074
20	3,8	145	0,026	2,6	36	0,074
21	3,8	140	0,027	2,6	35	0,073
22	3,8	128	0,030	2,5	33	0,074
23	3,7	124	0,030	2,4	33	0,074
24	2,4	120	0,020	1,9	32	0,061
25	2,4	123	0,019	1,8	32	0,055
26	2,4	120	0,020	1,6	32	0,051
27	2,4	116	0,021	1,5	31	0,047
28	2,4	113	0,021	1,3	31	0,042
29	2,5	111	0,022	1,1	31	0,036
30	2,5	108	0,023	0,9	30	0,031
31	2,5	106	0,023	0,6	30	0,021
32	2,5	104	0,024	0,4	30	0,013
33	2,5	102	0,025	0,1	29	0,004
34	2,5	101	0,025	0,2	29	0,006
35	2,6	99	0,026	0,5	29	0,017
36	2,6	98	0,026	0,7	29	0,025
37	2,6	97	0,027	1,0	29	0,036
38	2,6	97	0,027	1,3	29	0,044
39	2,6	96	0,027	1,5	29	0,051
40	2,7	96	0,028	1,7	29	0,058
41	2,7	96	0,029	1,8	29	0,063
42	2,7	95	0,028	1,9	29	0,066
43	2,7	95	0,028	2,0	29	0,069
44	2,7	92	0,029	2,0	28	0,072
45	0,2	92	0,002	1,6	28	0,057
46	0,2	92	0,002	1,6	28	0,057
47	0,2	92	0,002	1,6	28	0,058

Tabell F.27: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN]	A_{sw}/s [mm^{-1}]	z [mm]	f_{ywd} [MPa]	$\cot\theta$
1	6,2	53	4,021	6076	434,8	2,5
2	5,9	52	4,021	5975	434,8	2,5
3	5,6	51	4,021	5877	434,8	2,5
4	5,4	51	4,021	5781	434,8	2,5
5	5,0	50	4,021	5686	434,8	2,5
6	4,8	49	4,021	5595	434,8	2,5
7	4,4	48	4,021	5505	434,8	2,5
8	4,2	47	4,021	5419	434,8	2,5
9	3,9	64	5,529	5333	434,8	2,5
10	6,0	63	5,529	5251	434,8	2,5
11	5,8	45	4,021	5171	434,8	2,5
12	5,5	45	4,021	5092	434,8	2,5
13	5,3	44	4,021	5017	434,8	2,5
14	5,0	43	4,021	4943	434,8	2,5
15	4,8	43	4,021	4872	434,8	2,5
16	4,6	42	4,021	4802	434,8	2,5
17	4,3	41	4,021	4736	434,8	2,5
18	3,0	41	4,021	4671	434,8	2,5
19	3,9	40	4,021	4609	434,8	2,5
20	3,6	40	4,021	4550	434,8	2,5
21	3,4	39	4,021	4491	434,8	2,5
22	3,1	53	5,529	4436	434,8	2,5
23	3,8	53	5,529	4383	434,8	2,5
24	6,0	52	5,529	4332	434,8	2,5
25	5,9	37	4,021	4283	434,8	2,5
26	5,8	37	4,021	4236	434,8	2,5
27	5,7	37	4,021	4192	434,8	2,5
28	5,6	30	3,351	4150	434,8	2,5
29	5,4	30	3,351	4110	434,8	2,5
30	5,4	30	3,351	4073	434,8	2,5
31	5,1	29	3,351	4037	434,8	2,5
32	4,9	29	3,351	4005	434,8	2,5
33	4,8	23	2,681	3974	434,8	2,5
34	4,6	23	2,681	3946	434,8	2,5
35	4,3	23	2,681	3920	434,8	2,5
36	4,1	23	2,681	3895	434,8	2,5
37	3,8	23	2,681	3874	434,8	2,5
38	3,6	22	2,681	3855	434,8	2,5
39	3,3	22	2,681	3838	434,8	2,5
40	3,0	22	2,681	3822	434,8	2,5
41	2,6	22	2,681	3810	434,8	2,5
42	2,5	22	2,681	3799	434,8	2,5
43	2,1	22	2,681	3791	434,8	2,5
44	1,9	22	2,681	3785	434,8	2,5
45	8,4	22	2,681	3782	434,8	2,5
46	8,4	22	2,681	3781	434,8	2,5
47	8,2	22	2,681	3780	434,8	2,5

Tabell F.28: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo

S. etappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	N_{Ed} [MN]	A_c [m ²]	σ_{cp} [MPa]	α_{cw}	b_w [mm]	z [mm]	v_1	f_{cd} [Mpa]	$\cot\theta$	$\tan\theta$
1	6,2	46	-141	17,4	5,10	1,20	1200	6076	0,6	25,5	2,5	0,4
2	5,9	45	-139	17,0	5,10	1,20	1200	5975	0,6	25,5	2,5	0,4
3	5,6	45	-137	16,6	5,10	1,20	1200	5877	0,6	25,5	2,5	0,4
4	5,4	44	-135	16,3	5,10	1,20	1200	5781	0,6	25,5	2,5	0,4
5	5,0	43	-134	15,9	5,10	1,20	1200	5686	0,6	25,5	2,5	0,4
6	4,8	43	-132	15,5	5,10	1,20	1200	5595	0,6	25,5	2,5	0,4
7	4,4	42	-130	15,2	5,10	1,20	1200	5505	0,6	25,5	2,5	0,4
8	4,2	41	-128	14,8	5,10	1,20	1200	5419	0,6	25,5	2,5	0,4
9	3,9	57	-126	17,0	5,10	1,20	1700	5333	0,6	25,5	2,5	0,4
10	6,0	57	-131	16,7	5,10	1,20	1700	5251	0,6	25,5	2,5	0,4
11	5,8	39	-130	13,9	5,10	1,20	1200	5171	0,6	25,5	2,5	0,4
12	5,5	39	-128	13,6	5,10	1,20	1200	5092	0,6	25,5	2,5	0,4
13	5,3	38	-126	13,3	5,10	1,20	1200	5017	0,6	25,5	2,5	0,4
14	5,0	38	-125	13,0	5,10	1,20	1200	4943	0,6	25,5	2,5	0,4
15	4,8	37	-123	12,8	5,10	1,20	1200	4872	0,6	25,5	2,5	0,4
16	4,6	36	-122	12,5	5,10	1,20	1200	4802	0,6	25,5	2,5	0,4
17	4,3	36	-120	12,3	5,10	1,20	1200	4736	0,6	25,5	2,5	0,4
18	3,0	35	-119	12,0	5,10	1,20	1200	4671	0,6	25,5	2,5	0,4
19	3,9	35	-117	11,8	5,10	1,20	1200	4609	0,6	25,5	2,5	0,4
20	3,6	35	-116	11,6	5,10	1,20	1200	4550	0,6	25,5	2,5	0,4
21	3,4	34	-115	11,4	5,10	1,20	1200	4491	0,6	25,5	2,5	0,4
22	3,1	48	-113	13,2	5,10	1,20	1700	4436	0,6	25,5	2,5	0,4
23	3,8	47	-112	13,0	5,10	1,20	1700	4383	0,6	25,5	2,5	0,4
24	6,0	47	-132	12,8	5,10	1,20	1700	4332	0,6	25,5	2,5	0,4
25	5,9	33	-131	10,7	5,10	1,20	1200	4283	0,6	25,5	2,5	0,4
26	5,8	32	-130	10,5	5,10	1,20	1200	4236	0,6	25,5	2,5	0,4
27	5,7	32	-128	10,4	5,10	1,20	1200	4192	0,6	25,5	2,5	0,4
28	5,6	32	-127	10,2	5,10	1,20	1200	4150	0,6	25,5	2,5	0,4
29	5,4	31	-126	10,1	5,10	1,20	1200	4110	0,6	25,5	2,5	0,4
30	5,4	31	-125	10,0	5,10	1,20	1200	4073	0,6	25,5	2,5	0,4
31	5,1	31	-124	9,9	5,10	1,20	1200	4037	0,6	25,5	2,5	0,4
32	4,9	30	-122	9,8	5,10	1,20	1200	4005	0,6	25,5	2,5	0,4
33	4,8	30	-121	9,7	5,10	1,20	1200	3974	0,6	25,5	2,5	0,4
34	4,6	30	-120	9,7	5,10	1,20	1200	3946	0,6	25,5	2,5	0,4
35	4,3	30	-119	9,6	5,10	1,20	1200	3920	0,6	25,5	2,5	0,4
36	4,1	30	-118	9,5	5,10	1,20	1200	3895	0,6	25,5	2,5	0,4
37	3,8	29	-117	9,5	5,10	1,20	1200	3874	0,6	25,5	2,5	0,4
38	3,6	29	-116	9,5	5,10	1,20	1200	3855	0,6	25,5	2,5	0,4
39	3,3	29	-114	9,4	5,10	1,20	1200	3838	0,6	25,5	2,5	0,4
40	3,0	29	-113	9,4	5,10	1,20	1200	3822	0,6	25,5	2,5	0,4
41	2,6	29	-112	9,4	5,10	1,20	1200	3810	0,6	25,5	2,5	0,4
42	2,5	29	-111	9,4	5,10	1,20	1200	3799	0,6	25,5	2,5	0,4
43	2,1	29	-110	9,4	5,10	1,20	1200	3791	0,6	25,5	2,5	0,4
44	1,9	35	-109	10,2	5,10	1,20	1450	3785	0,6	25,5	2,5	0,4
45	8,4	35	-130	10,2	5,10	1,20	1450	3782	0,6	25,5	2,5	0,4
46	8,4	35	-130	10,2	5,10	1,20	1450	3781	0,6	25,5	2,5	0,4
47	8,2	35	-129	10,2	5,10	1,20	1450	3780	0,6	25,5	2,5	0,4

Tabell F.29: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo

Støpeetappe	$\Delta F_{td}/A_{s1}$ [MPa]	A_{s1} [mm ²]	ΔF_{td} [MN]	V_{Ed} [MN]	$\cot\theta$	$cota$
1	134	57757	7,8	6,2	2,5	0
2	130	56775	7,4	5,9	2,5	0
3	126	55793	7,0	5,6	2,5	0
4	124	53830	6,7	5,4	2,5	0
5	119	52848	6,3	5,0	2,5	0
6	115	51866	6,0	4,8	2,5	0
7	111	49903	5,5	4,4	2,5	0
8	107	48921	5,2	4,2	2,5	0
9	96	49998	4,8	3,9	2,5	0
10	167	44640	7,4	6,0	2,5	0
11	157	45976	7,2	5,8	2,5	0
12	153	44994	6,9	5,5	2,5	0
13	149	44012	6,6	5,3	2,5	0
14	146	43030	6,3	5,0	2,5	0
15	143	42049	6,0	4,8	2,5	0
16	139	41067	5,7	4,6	2,5	0
17	135	40085	5,4	4,3	2,5	0
18	97	39103	3,8	3,0	2,5	0
19	127	38122	4,9	3,9	2,5	0
20	119	38122	4,5	3,6	2,5	0
21	114	37140	4,2	3,4	2,5	0
22	102	38217	3,9	3,1	2,5	0
23	143	32859	4,7	3,8	2,5	0
24	211	35423	7,5	6,0	2,5	0
25	211	35176	7,4	5,9	2,5	0
26	213	34195	7,3	5,8	2,5	0
27	209	34195	7,1	5,7	2,5	0
28	211	33213	7,0	5,6	2,5	0
29	205	33213	6,8	5,4	2,5	0
30	201	33213	6,7	5,4	2,5	0
31	199	32231	6,4	5,1	2,5	0
32	192	32231	6,2	4,9	2,5	0
33	185	32231	6,0	4,8	2,5	0
34	177	32231	5,7	4,6	2,5	0
35	168	32231	5,4	4,3	2,5	0
36	165	31249	5,1	4,1	2,5	0
37	153	31249	4,8	3,8	2,5	0
38	142	31249	4,4	3,6	2,5	0
39	92	45038	4,1	3,3	2,5	0
40	83	45038	3,7	3,0	2,5	0
41	71	45038	3,2	2,6	2,5	0
42	68	45038	3,1	2,5	2,5	0
43	57	46395	2,7	2,1	2,5	0
44	70	32974	2,3	1,9	2,5	0
45	319	32974	10,5	8,4	2,5	0
46	318	32974	10,5	8,4	2,5	0
47	313	32974	10,3	8,2	2,5	0

Tabell F.30: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo

Støpeetappe	A_{s1} [mm ²]	ΣA_{s1} [mm ²]	T_{Ed} [MNm]	A_k [mm ²]	$\cot\theta$	u_k [mm]	f_{yd} [MPa]
1	57757	62	0,04	52001511	2,5	29024	434,8
2	56775	67	0,04	49704099	2,5	28360	434,8
3	55793	70	0,04	47522440	2,5	27716	434,8
4	53830	73	0,04	45432660	2,5	27086	434,8
5	52848	80	0,05	43437924	2,5	26472	434,8
6	51866	82	0,05	41555091	2,5	25880	434,8
7	49903	90	0,05	39747561	2,5	25300	434,8
8	48921	92	0,05	38038929	2,5	24740	434,8
9	49998	100	0,05	34788096	2,5	23694	434,8
10	44640	339	0,17	33283916	2,5	23166	434,8
11	45976	339	0,17	33399630	2,5	23158	434,8
12	44994	350	0,17	32008692	2,5	22664	434,8
13	44012	361	0,17	30694680	2,5	22188	434,8
14	43030	371	0,18	29443832	2,5	21726	434,8
15	42049	382	0,18	28269777	2,5	21284	434,8
16	41067	396	0,18	27159148	2,5	20858	434,8
17	40085	405	0,18	26115006	2,5	20450	434,8
18	39103	536	0,23	25124820	2,5	20056	434,8
19	38122	426	0,18	24201420	2,5	19682	434,8
20	38122	439	0,18	23337540	2,5	19326	434,8
21	37140	450	0,19	22516690	2,5	18982	434,8
22	38217	477	0,19	20585679	2,5	18160	434,8
23	32859	381	0,15	19897920	2,5	17852	434,8
24	35423	1327	0,51	19255971	2,5	17560	434,8
25	35176	1310	0,51	19775665	2,5	17788	434,8
26	34195	1335	0,51	19205706	2,5	17530	434,8
27	34195	1359	0,51	18682746	2,5	17290	434,8
28	33213	1380	0,51	18201042	2,5	17066	434,8
29	33213	1403	0,51	17763521	2,5	16860	434,8
30	33213	1419	0,51	17368860	2,5	16672	434,8
31	32231	1440	0,52	17007718	2,5	16498	434,8
32	32231	1458	0,52	16691300	2,5	16344	434,8
33	32231	1472	0,52	16410492	2,5	16206	434,8
34	32231	1487	0,52	16164472	2,5	16084	434,8
35	32231	1500	0,52	15956425	2,5	15980	434,8
36	31249	1510	0,52	15777676	2,5	15890	434,8
37	31249	1520	0,52	15639624	2,5	15820	434,8
38	31249	1528	0,52	15537683	2,5	15768	434,8
39	45038	1532	0,52	15459600	2,5	15728	434,8
40	45038	1538	0,52	15393300	2,5	15694	434,8
41	45038	1549	0,53	15338700	2,5	15666	434,8
42	45038	1545	0,53	15291900	2,5	15642	434,8
43	46395	1548	0,53	15256800	2,5	15624	434,8
44	32974	1576	0,53	14745900	2,5	15362	434,8
45	32974	2662	0,89	14730300	2,5	15354	434,8
46	32974	2662	0,89	14726400	2,5	15352	434,8
47	32974	2663	0,89	14722500	2,5	15350	434,8

Tabell F.31: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	f_{ck} [MPa]	v	α_{cw}	f_{cd} [MPa]	A_k [mm ²]	$t_{ef,i}$ [mm]	$\sin\theta$	$\cos\theta$
1	0,04	324	45	0,49	1,20	25,5	52001511	600	0,37	0,93
2	0,04	310	45	0,49	1,20	25,5	49704099	600	0,37	0,93
3	0,04	296	45	0,49	1,20	25,5	47522440	600	0,37	0,93
4	0,04	283	45	0,49	1,20	25,5	45432660	600	0,37	0,93
5	0,05	271	45	0,49	1,20	25,5	43437924	600	0,37	0,93
6	0,05	259	45	0,49	1,20	25,5	41555091	600	0,37	0,93
7	0,05	248	45	0,49	1,20	25,5	39747561	600	0,37	0,93
8	0,05	237	45	0,49	1,20	25,5	38038929	600	0,37	0,93
9	0,05	217	45	0,49	1,20	25,5	34788096	600	0,37	0,93
10	0,17	207	45	0,49	1,20	25,5	33283916	600	0,37	0,93
11	0,17	208	45	0,49	1,20	25,5	33399630	600	0,37	0,93
12	0,17	199	45	0,49	1,20	25,5	32008692	600	0,37	0,93
13	0,17	191	45	0,49	1,20	25,5	30694680	600	0,37	0,93
14	0,18	183	45	0,49	1,20	25,5	29443832	600	0,37	0,93
15	0,18	176	45	0,49	1,20	25,5	28269777	600	0,37	0,93
16	0,18	169	45	0,49	1,20	25,5	27159148	600	0,37	0,93
17	0,18	163	45	0,49	1,20	25,5	26115006	600	0,37	0,93
18	0,23	157	45	0,49	1,20	25,5	25124820	600	0,37	0,93
19	0,18	151	45	0,49	1,20	25,5	24201420	600	0,37	0,93
20	0,18	145	45	0,49	1,20	25,5	23337540	600	0,37	0,93
21	0,19	140	45	0,49	1,20	25,5	22516690	600	0,37	0,93
22	0,19	128	45	0,49	1,20	25,5	20585679	600	0,37	0,93
23	0,15	124	45	0,49	1,20	25,5	19897920	600	0,37	0,93
24	0,51	120	45	0,49	1,20	25,5	19255971	600	0,37	0,93
25	0,51	123	45	0,49	1,20	25,5	19775665	600	0,37	0,93
26	0,51	120	45	0,49	1,20	25,5	19205706	600	0,37	0,93
27	0,51	116	45	0,49	1,20	25,5	18682746	600	0,37	0,93
28	0,51	113	45	0,49	1,20	25,5	18201042	600	0,37	0,93
29	0,51	111	45	0,49	1,20	25,5	17763521	600	0,37	0,93
30	0,51	108	45	0,49	1,20	25,5	17368860	600	0,37	0,93
31	0,52	106	45	0,49	1,20	25,5	17007718	600	0,37	0,93
32	0,52	104	45	0,49	1,20	25,5	16691300	600	0,37	0,93
33	0,52	102	45	0,49	1,20	25,5	16410492	600	0,37	0,93
34	0,52	101	45	0,49	1,20	25,5	16164472	600	0,37	0,93
35	0,52	99	45	0,49	1,20	25,5	15956425	600	0,37	0,93
36	0,52	98	45	0,49	1,20	25,5	15777676	600	0,37	0,93
37	0,52	97	45	0,49	1,20	25,5	15639624	600	0,37	0,93
38	0,52	97	45	0,49	1,20	25,5	15537683	600	0,37	0,93
39	0,52	96	45	0,49	1,20	25,5	15459600	600	0,37	0,93
40	0,52	96	45	0,49	1,20	25,5	15393300	600	0,37	0,93
41	0,53	96	45	0,49	1,20	25,5	15338700	600	0,37	0,93
42	0,53	95	45	0,49	1,20	25,5	15291900	600	0,37	0,93
43	0,53	95	45	0,49	1,20	25,5	15256800	600	0,37	0,93
44	0,53	92	45	0,49	1,20	25,5	14745900	600	0,37	0,93
45	0,89	92	45	0,49	1,20	25,5	14730300	600	0,37	0,93
46	0,89	92	45	0,49	1,20	25,5	14726400	600	0,37	0,93
47	0,89	92	45	0,49	1,20	25,5	14722500	600	0,37	0,93

Tabell F.32: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i lo

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	$T_{Ed}/T_{Rd,max}$	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$
1	0,0	324	0,000	6,2	46	0,135
2	0,0	310	0,000	5,9	45	0,130
3	0,0	296	0,000	5,6	45	0,126
4	0,0	283	0,000	5,4	44	0,122
5	0,0	271	0,000	5,0	43	0,116
6	0,0	259	0,000	4,8	43	0,112
7	0,0	248	0,000	4,4	42	0,106
8	0,0	237	0,000	4,2	41	0,101
9	0,1	217	0,000	3,9	57	0,067
10	0,2	207	0,001	6,0	57	0,105
11	0,2	208	0,001	5,8	39	0,147
12	0,2	199	0,001	5,5	39	0,142
13	0,2	191	0,001	5,3	38	0,138
14	0,2	183	0,001	5,0	38	0,134
15	0,2	176	0,001	4,8	37	0,130
16	0,2	169	0,001	4,6	36	0,125
17	0,2	163	0,001	4,3	36	0,120
18	0,2	157	0,001	3,0	35	0,086
19	0,2	151	0,001	3,9	35	0,111
20	0,2	145	0,001	3,6	35	0,105
21	0,2	140	0,001	3,4	34	0,099
22	0,2	128	0,001	3,1	48	0,065
23	0,1	124	0,001	3,8	47	0,080
24	0,5	120	0,004	6,0	47	0,128
25	0,5	123	0,004	5,9	33	0,182
26	0,5	120	0,004	5,8	32	0,181
27	0,5	116	0,004	5,7	32	0,179
28	0,5	113	0,005	5,6	32	0,178
29	0,5	111	0,005	5,4	31	0,174
30	0,5	108	0,005	5,4	31	0,173
31	0,5	106	0,005	5,1	31	0,167
32	0,5	104	0,005	4,9	30	0,163
33	0,5	102	0,005	4,8	30	0,158
34	0,5	101	0,005	4,6	30	0,152
35	0,5	99	0,005	4,3	30	0,145
36	0,5	98	0,005	4,1	30	0,139
37	0,5	97	0,005	3,8	29	0,130
38	0,5	97	0,005	3,6	29	0,121
39	0,5	96	0,005	3,3	29	0,113
40	0,5	96	0,005	3,0	29	0,103
41	0,5	96	0,006	2,6	29	0,088
42	0,5	95	0,006	2,5	29	0,085
43	0,5	95	0,006	2,1	29	0,074
44	0,5	92	0,006	1,9	35	0,053
45	0,9	92	0,010	8,4	35	0,242
46	0,9	92	0,010	8,4	35	0,242
47	0,9	92	0,010	8,2	35	0,238

Tabell F.33: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le

Støpeetappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,s}$ [MN]	A_{sw}/s [mm^{-1}]	z [mm]	f_{ywd} [MPa]	$\cot\theta$
1	5,0	53	4,021	6076	434,8	2,5
2	5,1	52	4,021	5975	434,8	2,5
3	5,1	51	4,021	5877	434,8	2,5
4	5,2	51	4,021	5781	434,8	2,5
5	5,3	50	4,021	5686	434,8	2,5
6	5,2	49	4,021	5595	434,8	2,5
7	5,3	48	4,021	5505	434,8	2,5
8	5,2	47	4,021	5419	434,8	2,5
9	5,3	64	5,529	5333	434,8	2,5
10	4,3	63	5,529	5251	434,8	2,5
11	4,3	45	4,021	5171	434,8	2,5
12	4,4	45	4,021	5092	434,8	2,5
13	4,5	44	4,021	5017	434,8	2,5
14	4,6	43	4,021	4943	434,8	2,5
15	4,6	43	4,021	4872	434,8	2,5
16	4,7	42	4,021	4802	434,8	2,5
17	4,6	41	4,021	4736	434,8	2,5
18	6,6	41	4,021	4671	434,8	2,5
19	4,6	40	4,021	4609	434,8	2,5
20	4,6	40	4,021	4550	434,8	2,5
21	4,5	39	4,021	4491	434,8	2,5
22	4,5	53	5,529	4436	434,8	2,5
23	2,9	53	5,529	4383	434,8	2,5
24	3,9	52	5,529	4332	434,8	2,5
25	4,1	37	4,021	4283	434,8	2,5
26	4,2	37	4,021	4236	434,8	2,5
27	4,4	37	4,021	4192	434,8	2,5
28	4,5	30	3,351	4150	434,8	2,5
29	4,6	30	3,351	4110	434,8	2,5
30	4,6	30	3,351	4073	434,8	2,5
31	4,7	29	3,351	4037	434,8	2,5
32	4,8	29	3,351	4005	434,8	2,5
33	4,7	23	2,681	3974	434,8	2,5
34	4,7	23	2,681	3946	434,8	2,5
35	4,7	23	2,681	3920	434,8	2,5
36	4,7	23	2,681	3895	434,8	2,5
37	4,6	23	2,681	3874	434,8	2,5
38	4,5	22	2,681	3855	434,8	2,5
39	4,3	22	2,681	3838	434,8	2,5
40	4,2	22	2,681	3822	434,8	2,5
41	4,3	22	2,681	3810	434,8	2,5
42	3,8	22	2,681	3799	434,8	2,5
43	3,6	22	2,681	3791	434,8	2,5
44	3,4	22	2,681	3785	434,8	2,5
45	1,6	22	2,681	3782	434,8	2,5
46	1,6	22	2,681	3781	434,8	2,5
47	1,6	22	2,681	3780	434,8	2,5

Tabell F.34: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le

S. etappe	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	N_{Ed} [MN]	A_c [m ²]	σ_{cp} [MPa]	α_{cw}	b_w [mm]	z [mm]	v_1	f_{cd} [Mpa]	$\cot\theta$	$\tan\theta$
1	5,0	46	-275	17,4	5,10	1,20	1200	6076	0,6	25,5	2,5	0,4
2	5,1	45	-273	17,0	5,10	1,20	1200	5975	0,6	25,5	2,5	0,4
3	5,1	45	-271	16,6	5,10	1,20	1200	5877	0,6	25,5	2,5	0,4
4	5,2	44	-269	16,3	5,10	1,20	1200	5781	0,6	25,5	2,5	0,4
5	5,3	43	-267	15,9	5,10	1,20	1200	5686	0,6	25,5	2,5	0,4
6	5,2	43	-265	15,5	5,10	1,20	1200	5595	0,6	25,5	2,5	0,4
7	5,3	42	-263	15,2	5,10	1,20	1200	5505	0,6	25,5	2,5	0,4
8	5,2	41	-261	14,8	5,10	1,20	1200	5419	0,6	25,5	2,5	0,4
9	5,3	57	-259	17,0	5,10	1,20	1700	5333	0,6	25,5	2,5	0,4
10	4,3	57	-235	16,7	5,10	1,20	1700	5251	0,6	25,5	2,5	0,4
11	4,3	39	-234	13,9	5,10	1,20	1200	5171	0,6	25,5	2,5	0,4
12	4,4	39	-232	13,6	5,10	1,20	1200	5092	0,6	25,5	2,5	0,4
13	4,5	38	-230	13,3	5,10	1,20	1200	5017	0,6	25,5	2,5	0,4
14	4,6	38	-229	13,0	5,10	1,20	1200	4943	0,6	25,5	2,5	0,4
15	4,6	37	-227	12,8	5,10	1,20	1200	4872	0,6	25,5	2,5	0,4
16	4,7	36	-226	12,5	5,10	1,20	1200	4802	0,6	25,5	2,5	0,4
17	4,6	36	-224	12,3	5,10	1,20	1200	4736	0,6	25,5	2,5	0,4
18	6,6	35	-223	12,0	5,10	1,20	1200	4671	0,6	25,5	2,5	0,4
19	4,6	35	-221	11,8	5,10	1,20	1200	4609	0,6	25,5	2,5	0,4
20	4,6	35	-220	11,6	5,10	1,20	1200	4550	0,6	25,5	2,5	0,4
21	4,5	34	-219	11,4	5,10	1,20	1200	4491	0,6	25,5	2,5	0,4
22	4,5	48	-217	13,2	5,10	1,20	1700	4436	0,6	25,5	2,5	0,4
23	2,9	47	-216	13,0	5,10	1,20	1700	4383	0,6	25,5	2,5	0,4
24	3,9	47	-183	12,8	5,10	1,20	1700	4332	0,6	25,5	2,5	0,4
25	4,1	33	-181	10,7	5,10	1,20	1200	4283	0,6	25,5	2,5	0,4
26	4,2	32	-179	10,5	5,10	1,20	1200	4236	0,6	25,5	2,5	0,4
27	4,4	32	-178	10,4	5,10	1,20	1200	4192	0,6	25,5	2,5	0,4
28	4,5	32	-177	10,2	5,10	1,20	1200	4150	0,6	25,5	2,5	0,4
29	4,6	31	-176	10,1	5,10	1,20	1200	4110	0,6	25,5	2,5	0,4
30	4,6	31	-175	10,0	5,10	1,20	1200	4073	0,6	25,5	2,5	0,4
31	4,7	31	-173	9,9	5,10	1,20	1200	4037	0,6	25,5	2,5	0,4
32	4,8	30	-172	9,8	5,10	1,20	1200	4005	0,6	25,5	2,5	0,4
33	4,7	30	-171	9,7	5,10	1,20	1200	3974	0,6	25,5	2,5	0,4
34	4,7	30	-170	9,7	5,10	1,20	1200	3946	0,6	25,5	2,5	0,4
35	4,7	30	-169	9,6	5,10	1,20	1200	3920	0,6	25,5	2,5	0,4
36	4,7	30	-168	9,5	5,10	1,20	1200	3895	0,6	25,5	2,5	0,4
37	4,6	29	-166	9,5	5,10	1,20	1200	3874	0,6	25,5	2,5	0,4
38	4,5	29	-165	9,5	5,10	1,20	1200	3855	0,6	25,5	2,5	0,4
39	4,3	29	-164	9,4	5,10	1,20	1200	3838	0,6	25,5	2,5	0,4
40	4,2	29	-163	9,4	5,10	1,20	1200	3822	0,6	25,5	2,5	0,4
41	4,3	29	-162	9,4	5,10	1,20	1200	3810	0,6	25,5	2,5	0,4
42	3,8	29	-161	9,4	5,10	1,20	1200	3799	0,6	25,5	2,5	0,4
43	3,6	29	-160	9,4	5,10	1,20	1200	3791	0,6	25,5	2,5	0,4
44	3,4	35	-158	10,2	5,10	1,20	1450	3785	0,6	25,5	2,5	0,4
45	1,6	35	-131	10,2	5,10	1,20	1450	3782	0,6	25,5	2,5	0,4
46	1,6	35	-130	10,2	5,10	1,20	1450	3781	0,6	25,5	2,5	0,4
47	1,6	35	-130	10,2	5,10	1,20	1450	3780	0,6	25,5	2,5	0,4

Tabell F.35: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le

Støpeetappe	$\Delta F_{td}/A_{s1}$ [MPa]	A_{s1} [mm ²]	ΔF_{td} [MN]	V_{Ed} [MN]	$\cot\theta$	$cota$
1	109	57757	6,3	5,0	2,5	0
2	113	56775	6,4	5,1	2,5	0
3	115	55793	6,4	5,1	2,5	0
4	120	53830	6,5	5,2	2,5	0
5	125	52848	6,6	5,3	2,5	0
6	126	51866	6,5	5,2	2,5	0
7	133	49903	6,7	5,3	2,5	0
8	134	48921	6,6	5,2	2,5	0
9	131	49998	6,6	5,3	2,5	0
10	121	44640	5,4	4,3	2,5	0
11	118	45976	5,4	4,3	2,5	0
12	123	44994	5,5	4,4	2,5	0
13	128	44012	5,6	4,5	2,5	0
14	132	43030	5,7	4,6	2,5	0
15	136	42049	5,7	4,6	2,5	0
16	142	41067	5,8	4,7	2,5	0
17	144	40085	5,8	4,6	2,5	0
18	211	39103	8,2	6,6	2,5	0
19	150	38122	5,7	4,6	2,5	0
20	149	38122	5,7	4,6	2,5	0
21	151	37140	5,6	4,5	2,5	0
22	146	38217	5,6	4,5	2,5	0
23	110	32859	3,6	2,9	2,5	0
24	136	35423	4,8	3,9	2,5	0
25	144	35176	5,1	4,1	2,5	0
26	154	34195	5,3	4,2	2,5	0
27	159	34195	5,5	4,4	2,5	0
28	168	33213	5,6	4,5	2,5	0
29	173	33213	5,7	4,6	2,5	0
30	174	33213	5,8	4,6	2,5	0
31	183	32231	5,9	4,7	2,5	0
32	185	32231	5,9	4,8	2,5	0
33	184	32231	5,9	4,7	2,5	0
34	184	32231	5,9	4,7	2,5	0
35	183	32231	5,9	4,7	2,5	0
36	187	31249	5,8	4,7	2,5	0
37	183	31249	5,7	4,6	2,5	0
38	179	31249	5,6	4,5	2,5	0
39	120	45038	5,4	4,3	2,5	0
40	117	45038	5,3	4,2	2,5	0
41	118	45038	5,3	4,3	2,5	0
42	105	45038	4,7	3,8	2,5	0
43	97	46395	4,5	3,6	2,5	0
44	129	32974	4,2	3,4	2,5	0
45	59	32974	1,9	1,6	2,5	0
46	61	32974	2,0	1,6	2,5	0
47	60	32974	2,0	1,6	2,5	0

Tabell F.36: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le

Støpeetappe	A_{s1} [mm ²]	ΣA_{s1} [mm ²]	T_{Ed} [MNm]	A_k [mm ²]	$\cot\theta$	u_k [mm]	f_{yd} [MPa]
1	57757	565	0,35	52001511	2,5	29024	434,8
2	56775	573	0,35	49704099	2,5	28360	434,8
3	55793	584	0,35	47522440	2,5	27716	434,8
4	53830	594	0,35	45432660	2,5	27086	434,8
5	52848	601	0,34	43437924	2,5	26472	434,8
6	51866	614	0,34	41555091	2,5	25880	434,8
7	49903	621	0,34	39747561	2,5	25300	434,8
8	48921	635	0,34	38038929	2,5	24740	434,8
9	49998	661	0,34	34788096	2,5	23694	434,8
10	44640	994	0,50	33283916	2,5	23166	434,8
11	45976	988	0,50	33399630	2,5	23158	434,8
12	44994	1004	0,49	32008692	2,5	22664	434,8
13	44012	1020	0,49	30694680	2,5	22188	434,8
14	43030	1038	0,49	29443832	2,5	21726	434,8
15	42049	1055	0,49	28269777	2,5	21284	434,8
16	41067	1070	0,48	27159148	2,5	20858	434,8
17	40085	1089	0,48	26115006	2,5	20450	434,8
18	39103	987	0,43	25124820	2,5	20056	434,8
19	38122	1124	0,48	24201420	2,5	19682	434,8
20	38122	1140	0,48	23337540	2,5	19326	434,8
21	37140	1157	0,48	22516690	2,5	18982	434,8
22	38217	1205	0,48	20585679	2,5	18160	434,8
23	32859	1319	0,51	19897920	2,5	17852	434,8
24	35423	1820	0,69	19255971	2,5	17560	434,8
25	35176	1793	0,69	19775665	2,5	17788	434,8
26	34195	1814	0,69	19205706	2,5	17530	434,8
27	34195	1834	0,69	18682746	2,5	17290	434,8
28	33213	1855	0,69	18201042	2,5	17066	434,8
29	33213	1871	0,69	17763521	2,5	16860	434,8
30	33213	1893	0,69	17368860	2,5	16672	434,8
31	32231	1907	0,68	17007718	2,5	16498	434,8
32	32231	1921	0,68	16691300	2,5	16344	434,8
33	32231	1936	0,68	16410492	2,5	16206	434,8
34	32231	1946	0,68	16164472	2,5	16084	434,8
35	32231	1955	0,68	15956425	2,5	15980	434,8
36	31249	1964	0,68	15777676	2,5	15890	434,8
37	31249	1969	0,68	15639624	2,5	15820	434,8
38	31249	1973	0,68	15537683	2,5	15768	434,8
39	45038	1976	0,68	15459600	2,5	15728	434,8
40	45038	1978	0,67	15393300	2,5	15694	434,8
41	45038	1975	0,67	15338700	2,5	15666	434,8
42	45038	1982	0,67	15291900	2,5	15642	434,8
43	46395	1983	0,67	15256800	2,5	15624	434,8
44	32974	2018	0,67	14745900	2,5	15362	434,8
45	32974	2679	0,89	14730300	2,5	15354	434,8
46	32974	2678	0,89	14726400	2,5	15352	434,8
47	32974	2680	0,89	14722500	2,5	15350	434,8

Tabell F.37: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	f_{ck} [MPa]	v	α_{cw}	f_{cd} [MPa]	A_k [mm ²]	$t_{ef,i}$ [mm]	$\sin\theta$	$\cos\theta$
1	0,35	324	45	0,49	1,20	25,5	52001511	600	0,37	0,93
2	0,35	310	45	0,49	1,20	25,5	49704099	600	0,37	0,93
3	0,35	296	45	0,49	1,20	25,5	47522440	600	0,37	0,93
4	0,35	283	45	0,49	1,20	25,5	45432660	600	0,37	0,93
5	0,34	271	45	0,49	1,20	25,5	43437924	600	0,37	0,93
6	0,34	259	45	0,49	1,20	25,5	41555091	600	0,37	0,93
7	0,34	248	45	0,49	1,20	25,5	39747561	600	0,37	0,93
8	0,34	237	45	0,49	1,20	25,5	38038929	600	0,37	0,93
9	0,34	217	45	0,49	1,20	25,5	34788096	600	0,37	0,93
10	0,50	207	45	0,49	1,20	25,5	33283916	600	0,37	0,93
11	0,50	208	45	0,49	1,20	25,5	33399630	600	0,37	0,93
12	0,49	199	45	0,49	1,20	25,5	32008692	600	0,37	0,93
13	0,49	191	45	0,49	1,20	25,5	30694680	600	0,37	0,93
14	0,49	183	45	0,49	1,20	25,5	29443832	600	0,37	0,93
15	0,49	176	45	0,49	1,20	25,5	28269777	600	0,37	0,93
16	0,48	169	45	0,49	1,20	25,5	27159148	600	0,37	0,93
17	0,48	163	45	0,49	1,20	25,5	26115006	600	0,37	0,93
18	0,43	157	45	0,49	1,20	25,5	25124820	600	0,37	0,93
19	0,48	151	45	0,49	1,20	25,5	24201420	600	0,37	0,93
20	0,48	145	45	0,49	1,20	25,5	23337540	600	0,37	0,93
21	0,48	140	45	0,49	1,20	25,5	22516690	600	0,37	0,93
22	0,48	128	45	0,49	1,20	25,5	20585679	600	0,37	0,93
23	0,51	124	45	0,49	1,20	25,5	19897920	600	0,37	0,93
24	0,69	120	45	0,49	1,20	25,5	19255971	600	0,37	0,93
25	0,69	123	45	0,49	1,20	25,5	19775665	600	0,37	0,93
26	0,69	120	45	0,49	1,20	25,5	19205706	600	0,37	0,93
27	0,69	116	45	0,49	1,20	25,5	18682746	600	0,37	0,93
28	0,69	113	45	0,49	1,20	25,5	18201042	600	0,37	0,93
29	0,69	111	45	0,49	1,20	25,5	17763521	600	0,37	0,93
30	0,69	108	45	0,49	1,20	25,5	17368860	600	0,37	0,93
31	0,68	106	45	0,49	1,20	25,5	17007718	600	0,37	0,93
32	0,68	104	45	0,49	1,20	25,5	16691300	600	0,37	0,93
33	0,68	102	45	0,49	1,20	25,5	16410492	600	0,37	0,93
34	0,68	101	45	0,49	1,20	25,5	16164472	600	0,37	0,93
35	0,68	99	45	0,49	1,20	25,5	15956425	600	0,37	0,93
36	0,68	98	45	0,49	1,20	25,5	15777676	600	0,37	0,93
37	0,68	97	45	0,49	1,20	25,5	15639624	600	0,37	0,93
38	0,68	97	45	0,49	1,20	25,5	15537683	600	0,37	0,93
39	0,68	96	45	0,49	1,20	25,5	15459600	600	0,37	0,93
40	0,67	96	45	0,49	1,20	25,5	15393300	600	0,37	0,93
41	0,67	96	45	0,49	1,20	25,5	15338700	600	0,37	0,93
42	0,67	95	45	0,49	1,20	25,5	15291900	600	0,37	0,93
43	0,67	95	45	0,49	1,20	25,5	15256800	600	0,37	0,93
44	0,67	92	45	0,49	1,20	25,5	14745900	600	0,37	0,93
45	0,89	92	45	0,49	1,20	25,5	14730300	600	0,37	0,93
46	0,89	92	45	0,49	1,20	25,5	14726400	600	0,37	0,93
47	0,89	92	45	0,49	1,20	25,5	14722500	600	0,37	0,93

Tabell F.38: Tversgående vind i ferdigtilstand på tårnbein i le

Støpeetappe	T_{Ed} [MNm]	$T_{Rd,max}$ [MNm]	$T_{Ed}/T_{Rd,max}$	V_{Ed} [MN]	$V_{Rd,max}$ [MN]	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$
1	0,4	324	0,001	5,0	46	0,109
2	0,3	310	0,001	5,1	45	0,113
3	0,3	296	0,001	5,1	45	0,115
4	0,3	283	0,001	5,2	44	0,118
5	0,3	271	0,001	5,3	43	0,123
6	0,3	259	0,001	5,2	43	0,123
7	0,3	248	0,001	5,3	42	0,127
8	0,3	237	0,001	5,2	41	0,127
9	0,3	217	0,002	5,3	57	0,092
10	0,5	207	0,002	4,3	57	0,076
11	0,5	208	0,002	4,3	39	0,110
12	0,5	199	0,002	4,4	39	0,114
13	0,5	191	0,003	4,5	38	0,118
14	0,5	183	0,003	4,6	38	0,121
15	0,5	176	0,003	4,6	37	0,124
16	0,5	169	0,003	4,7	36	0,128
17	0,5	163	0,003	4,6	36	0,129
18	0,4	157	0,003	6,6	35	0,186
19	0,5	151	0,003	4,6	35	0,131
20	0,5	145	0,003	4,6	35	0,132
21	0,5	140	0,003	4,5	34	0,132
22	0,5	128	0,004	4,5	48	0,093
23	0,5	124	0,004	2,9	47	0,061
24	0,7	120	0,006	3,9	47	0,083
25	0,7	123	0,006	4,1	33	0,125
26	0,7	120	0,006	4,2	32	0,131
27	0,7	116	0,006	4,4	32	0,137
28	0,7	113	0,006	4,5	32	0,142
29	0,7	111	0,006	4,6	31	0,147
30	0,7	108	0,006	4,6	31	0,149
31	0,7	106	0,006	4,7	31	0,154
32	0,7	104	0,007	4,8	30	0,156
33	0,7	102	0,007	4,7	30	0,157
34	0,7	101	0,007	4,7	30	0,158
35	0,7	99	0,007	4,7	30	0,158
36	0,7	98	0,007	4,7	30	0,158
37	0,7	97	0,007	4,6	29	0,156
38	0,7	97	0,007	4,5	29	0,153
39	0,7	96	0,007	4,3	29	0,148
40	0,7	96	0,007	4,2	29	0,145
41	0,7	96	0,007	4,3	29	0,147
42	0,7	95	0,007	3,8	29	0,131
43	0,7	95	0,007	3,6	29	0,125
44	0,7	92	0,007	3,4	35	0,098
45	0,9	92	0,010	1,6	35	0,045
46	0,9	92	0,010	1,6	35	0,046
47	0,9	92	0,010	1,6	35	0,046