




Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer / Byggkonstruksjoner	Vårsemesteret, 2018 Åpen
Forfatter: Kjell Alfred Aaberg	 (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Sudath Chaminda Siriwardane Siriwardane Arachchilage	
Veileder(e): Sudath Chaminda Siriwardane Siriwardane Arachchilage (UiS) Ommund Hansen (Safe Control Engineering AS)	
Tittel på masteroppgaven: Tilstandsvurdering av gammel stålbjelkebru og dimensjonering av ny betongbru	
Engelsk tittel: Assessment of old steel bridge and design of new concrete bridge	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Bruinspeksjon Bruklassifisering Tilstandsvurdering Dimensjonering av betongbru	Sidetall: 83 + vedlegg/annet: 196 Stavanger, 15.06.2018

i) Forord

Denne masteroppgaven er en avsluttende del av masterstudie i konstruksjoner og materialer ved Universitetet i Stavanger. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Safe Control Engineering AS. Førsteamanuensis Sudath Chaminda Siriwardane Siriwardane Arachchilage har vært intern veileder og Ommund Hansen har vært ekstern veileder.

Jeg ønsker først og fremst å rette en stor takk til min veileder Ommund Hansen ved Safe Control Engineering AS. Ommund har tatt seg tid til å hjelpe meg med sin faglige kunnskap og erfaring, noe som har gjort det enklere å gjennomføre oppgaven. Jeg vil også takke Andreas Jahren ved Safe Control Engineering AS, som har tatt seg tid til å diskutere å hjelpe med ulike deler av oppgaven.

I tillegg vil jeg takke Safe Control Engineering AS for samarbeidet, lån av kontorplass og tilgang til fagmateriell.

Til slutt vil jeg rette en takk til min veileder Sudath Chaminda Siriwardane Siriwardane Arachchilage for motivasjon og støtte gjennom skriveprosessen.

ii) Sammendrag

Oppgaven omhandler inspeksjon, brukklassifisering og tilstandsvurdering av Husmo bru. I tillegg tar oppgaven for seg dimensjonering av en ny betongbru.

I Norge er det kommunene som har ansvaret for drift og vedlikehold av kommunale veier, herunder også bruer. Kommunen står fritt til å velge hvem som utfører disse oppgavene. I mange kommuner landet over, er vedlikehold av bruer en nedprioritert sak, mye grunnet økonomi. Dette medfører at mange bruer blir stående i lange perioder uten vedlikehold, og får nedkortet levetid og nedsatt trafikksikkert. Det er derfor en samfunnsmessig nødvendighet at eldre bruer kontrolleres og at det ses på tiltak som bør gjøres.

Denne masteroppgaven er skrevet med bakgrunn i etterslepet av vedlikehold og kontroll, spesielt da av eldre kommunale bruer.

Oppgaven starter med å ta for seg en eldre stålbejelke bru som står på stålpilarer, bygget i 1923. Total bredde er 3.6m, kjørebredde er ca, 3m og bruspenet er 55.6m. Inspeksjonen, hvor skader og mangler avdekkes, og brukklassifiseringen, gir grunnlaget for tilstandsvurderingen av brua. Inspeksjonen viser at Husmo bru er i generelt dårlig stand. Hovedbjelker er kraftig korrodert, det er dyp sporslitasje i slitelaget og rekkverket har brudd- og deformasjonsskader. Bruklassifiseringen gir en teoretisk kapasitet for hovedbjelkene på 5 tonn aksellast og 11.25 tonn totalvekt. Dette er dersom brua var ny i dag. Med skader og mangler avdekket under inspeksjonen klassifiseres Husmo bru til 4 tonn aksellast og 9 tonn totalvekt. Inspeksjonen og brukklassifiseringen sett under ett, gir grunn til å anbefale at eksisterende bru fjernes og erstattes av ny.

Oppgaven tar deretter for seg dimensjonering av en ny plasstøpt betongbru. Betongbrua er totalt 5.2m bred, med en kjørebredde på 4.2m og total lengde lik 55.6m. Bruplata spenner over fire pilarer som igjen er fundamenter på peler. Alle elementer er dimensjonert med betongkvalitet B35 og stålqualität B500NC. Nødvendige bru- og armeringstegniner vises i oppgaven.

iii) Innholdsfortegnelse

i.	<u>Forord.....</u>	<u>1</u>
ii.	<u>Sammendrag.....</u>	<u>2</u>
iii.	<u>Innholdsfortegnelse.....</u>	<u>3</u>
iv.	<u>Liste over figurer.....</u>	<u>6</u>
v.	<u>Liste over tabeller.....</u>	<u>7</u>
1	Innledning.....	8
1.1	Bakgrunn	8
1.2	Formål:.....	8
1.3	Oppgavens oppbygning:.....	8
1.4	Avgrensninger:	9
2	Teori, metoder og modeller	10
2.1	Standarder:.....	10
2.2	Håndbøker:.....	10
2.2.1	Inspeksjonshåndbok:.....	11
2.2.2	Bruklassifisering:.....	13
2.2.3	Bruprosjektering:.....	14
2.3	Grensetilstand:	15
2.3.1	Bruddgrense:	15
2.3.2	Bruksgrense:	17
2.4	Laster i dag:	18
2.4.1	Eksisterende bruer	18
2.4.2	Nye bruer.....	22
2.5	Analyseprogram:	25
2.5.1	K-bjelke:.....	25
2.5.2	ISY G-prog Stålbjelke:	25
2.6	Stavmodellen.....	26
2.6.1	Historie:	26
2.6.2	Prinsipp:.....	26
2.6.3	B- og D-regioner:	26
2.6.4	Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem:	27
2.6.5	Stavmodellens komponenter:	28
3	Eksisterende bru:.....	30
3.1	Spesialinspeksjon:	31
3.1.1	Rapport:.....	32

3.2	Bruklassifisering.....	41
3.2.1	Enkel sjekk:.....	41
3.2.2	Kontroll av hele bjelken:.....	44
3.3	Tilstandsvurdering Husmo bru	49
4	Ny bru:.....	50
4.1	Utformingskrav:.....	50
4.2	Beskrivelse av ny bru:.....	51
4.3	Grunnundersøkelse: (Rambøll)	53
4.4	Laster:.....	53
4.5	Bruplate:.....	54
4.5.1	Karakteristisk last på bruplate:.....	54
4.5.2	Resultantkrefter:	55
4.5.3	Armering:.....	56
4.5.4	Kontroll av verdier fra K-bjelke:.....	57
4.5.5	Skjærarmring:	58
4.5.6	Armeringstegninger:.....	58
4.6	Pilarer	60
4.6.1	Last på pilar:	60
4.6.2	Armering i pilar:.....	62
4.7	Kontroll av stabilitet	63
4.7.1	Forslag til sålefundament og peleplassering:.....	65
4.8	Sålefundament:	68
4.8.1	Laster:.....	69
4.8.2	Lastbilde:	70
4.8.3	KAP: Armering i sålefundament:	72
4.8.4	Kap: Sideveis forskyvning:	75
4.9	Kap: Brems-, akselerasjons- og sidelast	75
5	Diskusjon	76
6	Konklusjon	79
7	Videre arbeid	80
8	Referanser:	81

<u>Vedlegg A: Egenlast eksisterendebru.....</u>	<u>85</u>
<u>Vedlegg B: Enkel sjekk, bruksklasse.....</u>	<u>87</u>
<u>Vedlegg C: Enkel sjekk, aksellast/totalvekt.....</u>	<u>105</u>
<u>Vedlegg D: Lastkombinasjoner.....</u>	<u>139</u>
<u>Vedlegg E: 4 tonn aksellast, 9 tonn totalvekt.....</u>	<u>147</u>
<u>Vedlegg F: 5 tonn aksellast, 11.25 tonn totalvekt.....</u>	<u>169</u>
<u>Vedlegg G: Grunnundersøkelse.....</u>	<u>191</u>
<u>Vedlegg H: K-bjelke.....</u>	<u>199</u>
<u>Vedlegg I: Kalkulasjonshefte.....</u>	<u>211</u>
<u>Vedlegg J: Kontroll av verdier fra K-bjelke.....</u>	<u>219</u>
<u>Vedlegg K: Vertikal last på pilarer.....</u>	<u>223</u>
<u>Vedlegg L: Dimensjonering med stavmodellen.....</u>	<u>227</u>
<u>Vedlegg M: Vindlast.....</u>	<u>241</u>
<u>Vedlegg N: Seismisk last.....</u>	<u>249</u>
<u>Vedlegg O: Kontroll av stabilitet.....</u>	<u>255</u>
<u>Vedlegg P: Dimensjonering av sålefundament.....</u>	<u>263</u>
<u>Vedlegg Q: Brems-, akselerasjons- og sidelast.....</u>	<u>271</u>
<u>Vedlegg R: Sjekkhefte for bruinspeksjon.....</u>	<u>279</u>

iv) Liste over figurer

Figur 1: Oversikt over håndbøker (håndbokens nummer før 01.06.2014 i parentes) [28].....	11
Figur 2: Bruksklasser [26]	20
Figur 3: Aksellast/totalvekt [7]	21
Figur 4: Vertikal trafikklast, ny bru [3].....	23
Figur 5: Spenningsstrømmer i B- og D-regioner [15].....	26
Figur 6: Eksempel på D-regioner	27
Figur 7: Eksempel på stavmodell [15]	28
Figur 8: Knutepunktets geometri	29
Figur 9: Tegning av eksisterende bru, sett fra Nord.....	30
Figur 10: Snitt av eksisterende bru.....	30
Figur 11: Last og lastplassering for kjøretøylast ved enkel sjekk	42
Figur 12: Detaljtegning for kantdrager [9]	50
Figur 13: Tegning av ny bru, sett fra Nord.....	51
Figur 14: Snitt av ny bru, med brurekkverk.....	52
Figur 15: Snitt av ny bru, med beskyttelsesskjerm.....	52
Figur 16: Lastplassering av trafikklast i tverretsning	54
Figur 17: Lastplassering av all last i kjøreretning.....	54
Figur 18: Momentdiagram for bruddlast	55
Figur 19: Skjærkraftdiagram for bruddlast.....	55
Figur 20: Oppleggskrefter for bruddlast.....	56
Figur 21: Nødvendig armering etter K-bjelke.....	56
Figur 22: Minimumsarmering	57
Figur 23: Underkantarmoring for bruplate.....	58
Figur 24: Overkantarmoring for bruplate	59
Figur 25: Snitt bruplate, i felt	59
Figur 26: Snitt bruplate, ved opplegg.....	59
Figur 27: Pilar med bruddlast	61
Figur 28: Armering i pilar.....	62
Figur 29: Kraft på pilar i x-retning.....	63
Figur 30: Kraft på pilar i y-retning	64
Figur 31: Sålefundament og peleplassering	65
Figur 32: Kraft på pilar og såle i x-retning	66
Figur 33: Kraft på pilar og såle i y-retning	67
Figur 34: Pilar og sålefundament.....	68
Figur 35: Lastfordeling, sålefundament.....	69
Figur 36: Bruddlast på sålefundament i x-retning.....	70
Figur 37: Bruddlast på sålefundament i y-retning.....	71
Figur 38: Underkantarmoring i sålefundament.....	72
Figur 39: Overkantarmoring i sålefundament	73
Figur 40: Snitt av sålefundament i x-retning	74
Figur 41: Snitt av sålefundament i y-retning.....	74

v) Liste over tabeller

Tabell 1: Materialeegenskaper for stål etter 1920 [7]	13
Tabell 2: Bruddgrensekombinasjon for eksisterende bruer [7]	15
Tabell 3: Lastfaktor for deformasjonslast [7]	16
Tabell 4: Lastfaktor for variabel last, kombinasjon a [7]	16
Tabell 5: Lastfaktor for variabel last, kombinasjon b [7]	16
Tabell 6: Bruddgrensekombinasjon for ny bru [1]	16
Tabell 7: Bruksgrensekombinasjon for eksisterende bruer [7]	17
Tabell 8: Kombinasjonsfaktorer for eksisterende bruer [7]	17
Tabell 9: Bruksgrensekombinasjon for ny bru [7]	17
Tabell 10: Kombinasjonsfaktorer for ny bru [1]	17
Tabell 11: Egenvekt av materialer [7].....	18
Tabell 12: Beskrivelse til forkortelsene i rapport	31
Tabell 13: Bruddlaster for bruklassifisering.....	42
Tabell 14: Brukslaster for bruklassifisering	42
Tabell 15: Resultater for bruksklasse ved enkel sjekk.....	43
Tabell 16: Resultater fra aksellast/totalvekt ved enkel sjekk.....	43
Tabell 17: Spennlengder for eksisterende bru	45
Tabell 18: Resultater fra 4 tonn aksellast og 9 tonn totalvekt.	45
Tabell 19: Resultater fra 5 tonn aksellast og 11.25 tonn totalvekt	47
Tabell 20: Kontroll av verdier fra K-bjelke.....	57
Tabell 21: Oppleggskrefeter ved hvert opplegg	60

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Bakgrunnen for denne oppgaven er å sette seg inn i problematikken rundt eldre bruer som ikke lenger har den kapasiteten som er ønskelig for at trafikken på det norske veinettet kan ferdes restriksjonsfritt.

Husmo bru er bygget i 1923. Fra 1923 og fram til i dag har mengden og størrelsen på kjøretøyene som trafikkerer det norske veinettet økt betraktelig. En bru bygget i 1923 er derfor ikke dimensjonert for de kjøretøylaster som det er ønskelig at dagens bruer tåler.

Det er derfor en samfunnsmessig nødvendighet at eldre bruer kontrolleres og at det ses på tiltak som kan gjøres for å bedre kapasiteten.

1.2 Formål:

Formålet med oppgaven er å gjøre en tilstandsvurdering av Husmo bru, samt se på hvilke tiltak som bør iverksettes. Dette gjøres ved å først planlegge og utføre en spesialinspeksjon av brua, hvor skadetype, skadegrad, skadekonsekvens og skadeårsak vurderes. I tillegg gjøres det en bruklassifisering. Med inspeksjonen og bruklassifiseringen til grunn, gjøres det en vurdering av hvilke tiltak som er mest hensiktsmessig.

1.3 Oppgavens oppbygning:

Oppgaven består i hovedsak av fire hoveddeler. Den første delen tar for seg relevant teori som danner grunnlaget for oppgaven.

Den andre delen tar for seg den eksisterende brua som står på Husmo i dag. Den omhandler inspeksjon, bruklassifisering og tilstandsvurdering av den eksisterende brua.

Den tredje delen tar for seg dimensjonering av en ny betongbru. Den tar for seg bruplate, pilarer og sålefundamenter.

Den fjerde og avsluttende delen av oppgaven omhandler diskusjon og konklusjon av oppgavens innhold, i tillegg til videre arbeid som bør gjøres.

1.4 Avgrensninger:

For at oppgaven skal kunne gå nok i dybden på de elementene som betraktes, og på grunn av tidsbegrensning, er det gjort noen avgrensninger på hva oppgaven tar for seg:

- Peledimensjonering er utelatt
- Dimensjonering av landkar er utelatt
- Kostnadsestimater er utelatt

2 Teori, metoder og modeller

2.1 Standarder:

Ved planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner brukes ulike standarder. For konstruksjonsteknikk er Norsk Standard erstattet med Eurokoder med nasjonalt tillegg [23]. Det er totalt 10 Eurokoder, og i denne oppgaver brukes:

- NS-EN 1990 – Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991 – Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
 - Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster
 - Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1992 – Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
 - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1993 – Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
 - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1998 – Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkning
 - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

2.2 Håndbøker:

Vegdirektoratet utgir håndbøker som Statens vegvesen bruker som sitt regelverk. Disse håndbøkene utgis på to nivåer. Nivå 1 som er normaler og retningslinjer, og nivå 2 som er veiledninger. Normaler gjelder all offentlig veg/gate mens retningslinjer gjelder kun for riksveg og Statens vegvesen, samt konsulenter og entreprenører som gjør oppdrag for Statens vegvesen. Veiledninger er hjelpedokumenter for normalene og retningslinjene. De beskriver mer detaljert hvordan normaler og/eller retningslinjer skal brukes [18].

I bruhåndbøkene er innholdet i nivå 1 utformet som krav, mens innholdet i nivå 2 er retningslinjer og råd [19].

Skulle det være motsigelser i innholdet mellom normaler, retningslinjer og veiledninger fungerer håndbokhierarkiet slik at normaler kommer først, etterfulgt av retningslinjer og til slutt veiledninger [18].

Fra juni 2014 ble Statens vegvesen sine håndbøker inndelt i 10 hovedtema, hvor hvert tema har en egen 100-serie. Bokstavene N, R og V foran nummeret indikerer om det er normaler (N), retningslinjer (R), eller veiledninger (V) [14]. Bruer ble da tildelt 400-serien, slik at «Inspeksjonshåndbok for bruer» som før het Håndbok 136, nå heter Håndbok V441.

Under vises en oversikt over bruhåndbøkene, med dagens nummerering foran, og tidligere nummerering i parentes.

Bruer/ferjeleier		
Normaler	Retningslinjer	Veiledere
N400	R410	V420
N400 Bruprosjektering (185)	R410 Kabler til hengebruer (122)	V420 Utforming av bruer (164)
	R411 Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer (147)	V421 Steinhvelvbruer (230)
	R412 Bruklassifisering (238)	V422 Støttekonstruksjoner (275)
		R430 Ferjeleier - 1 (004)
		V440 Bruregistrering (129)
		V441 Inspeksjonshåndbok for bruer (136)
		V460 Beredskapsbruer: Monteringsbeskrivelse (293)
		V461 Beredskapsbruer: elementoversikt (294)
		V499 Bruprosjektering Eurokodeutgave (185)

Figur 1: Oversikt over håndbøker (håndbokens nummer før 01.06.2014 i parentes) [28]

2.2.1 Inspeksjonshåndbok:

Håndbok V441 «*Inspeksjonshåndbok for bruer*» er en håndbok på nivå 2. Denne håndboken gir en veiledning for hvordan bruer skal inspiseres. Den er aktuell i denne oppgave for å beskrive hvordan en spesialinspeksjon gjennomføres. Håndboken beskriver hva en inspeksjonsrapport bør inneholde, samt vanlige skadetyper, skadegrad, skadeårsak og skadekonsekvens. I tillegg kommer den med forslag til hvilke målinger/undersøkelser som kan gjennomføres [10].

2.2.1.1 Inspeksjonstyper:

For eksisterende bruer brukes det tre typer inspeksjoner:

- 1) Enkelinspeksjon
- 2) Hovedinspeksjon
- 3) Spesialinspeksjon

2.2.1.2 Enkelinspeksjon:

Enkelinspeksjon skal utføres hvert år og omfatter en enkel visuell kontroll av elementer over vann. Elementer under vann kontrolleres så lenge det er mulig uten å dykke. Hensikten med en enkel inspeksjon er å avdekke om det har oppstått alvorlige skader som har påvirkning for bæreevne og trafikksikkerhet. Slike skader registreres og repareres innen neste inspeksjon [10].

2.2.1.3 Hovedinspeksjon:

Hovedinspeksjon skal utføres hvert 5. år og omfatter en visuell kontroll av hele brua over vann. Kontrollen skal være nært visuell. Det vil si at man skal kunne ta på de elementer som inspiseres. Hensikten med en hovedinspeksjon er å registrere skader, med skadegrad, skadeårsak og skadekonsekvens, samt komme med tiltaksforslag for hver skade. Det kan i tillegg gjøres et kostnadsoverslag for drift- og vedlikeholdstiltak [10].

2.2.1.4 Spesialinspeksjon:

Spesialinspeksjon utføres når det ut fra hovedinspeksjon eller annen inspeksjon tilsier at det er nødvendig. For eksempel ved omfattende reparasjonsbehov eller skade, hvor det må gjennomføres grundige oppmålinger og materialundersøkelser. En spesialinspeksjon er også aktuell etter ulykke i form av påkjørsel, flom eller oversvømmelse, eller dersom det ut fra erfaringer med samme brutype i likt miljø tilsier det [10].

Når alvorligheten av en skade skal bedømmes, deles det inn i skadekonsekvenser og skadegrader.

Skadekonsekvenser:

- B – Skade/mangel som truer bæreevnen
- T – Skade/mangel som truer trafikksikkerheten
- V – Skade/mangel som kan øke vedlikeholdskostnadene
- M – Skade/mangel som kan påvirke miljø/estetikk

Skadegrad:

- 1 – Liten skade/mangel, ingen tiltak nødvendig
- 2 – Middels skade/mangel, tiltak i løpet av 4-10 år
- 3 – Stor skade/mangel, tiltak i løpet av 1-3 år
- 4 – Kritisk skade/mangel, tiltak straks eller senest innen 1/2 år

2.2.2 Bruklassifisering:

Håndbok R412 «*Bruklassifisering: Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett*» er en håndbok på nivå 1. Denne håndboken skal angi hvilke trafikkklaster en eksisterende bru kontrolleres for. I tillegg er det gitt en veiledning for å bestemme materialfastheter, last- og materialfaktorer [7]. Den er aktuell i denne oppgaven for å bestemme hvilken bruklasse Husmo bru faller under.

Håndbok 239 «*Bruklassifisering: Lastforskrifter 1920 - 1973 og brunormaler 1912 – 1958*» er en håndbok på nivå 2. Denne håndboken gir en veiledning over historiske laster og standardtegninger som har vært brukt av Statens vegvesen [8]. Den er aktuell i denne oppgaven for å finne hvilke laster en bru fra 1923 ble konstruert for.

2.2.2.1 Materialfasthet og materialfaktor:

Kontroll av kapasiteten til eksisterende bruer skal utføres i henhold til NS 3470, NS 3472 og NS 3473 for henholdsvis tre, stål og betong. Håndbok R412 angir hvilke materialegenskaper som skal benyttes.

Tabell 1: Materialelegenskaper for stål etter 1920 [7]

	Materialfaktor γ_m		Stålkvalitet	Karakteristisk materialfasthet		Dimensjonerende materialfasthet
	Bruddgrense	Bruksgrense		Strekkfasthet f_u (N/mm ²)	Flytegrense f_y (N/mm ²)	$f_d = f_y / \gamma_m$
Stål	1,20	1,0	St. 37	370	235	195,83
			St. 42	420	255	212,5
			St. 44	440	265	220,83
			St. 52	520	345	287,5

- Dersom stålkvalitet er ukjent antas laveste stålkvalitet.

2.2.2.2 Lastklasse 1920:

Siden 1920 og fram til i dag har antall biler økt fra 9 100 til ca. 3,2 millioner. Biler består i denne sammenheng av personbiler, busser, kombinerte biler, varebiler, lastebiler, trekkbiler og beltebiler. Lastebiler har for eksempel økt fra 2 400 i 1920 til rundt 65 000 i dag [21] [22].

I 1923 ble lastklasse 1920 brukt. Dette er første gang brukonstruksjoner ble tildelt en klasse. Lastklasse 1920 består av 3 underklasser [8]:

1. Bruer nær større byer (10 tonn aksellast)
 - Maks vognvekt: 20 tonn
2. Almennelige bruer (5 tonn aksellast)
 - Maks vognvekt: 10 tonn
3. Avsidesbruer for lett trafikk (3 tonn aksellast)
 - Maks vognvekt: 6 tonn

Lastklasse 2 er benyttet mest.

I lastklasse 1920 er det ikke regnet med rystelsestillegg (dynamisk tillegg) for trafikklasten [8].

2.2.3 Bruprosjektering:

Håndbok N400 «*Bruprosjektering: Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*» er en håndbok på nivå 1. Denne håndboken benyttes ved prosjektering av nye bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige veinettet. Den inneholder krav til pålitelighet, bæreevne og bestandighet. Samtidig sier den noe om trafiksikkerhet, framkommelighet og effektivt vedlikehold [9]. Den er aktuell i denne oppgaven ved dimensjonering av ny bru.

2.3 Grensetilstand:

Grensestilstand er tilstander hvor en konstruksjon er på grensen til å være uegnet eller ikke tilfredsstillende krav som stilles [20]. Det er totalt fire grensetilstander:

- 1) Bruddgrensetilstand
- 2) Bruksgrensetilstand
- 3) Ulykkestilstand
- 4) Utmattingstilstand

I denne oppgaven vil brudd- og bruksgrense bli kontrollert.

I bruddgrensetilstand kontrolleres konstruksjonens bæreevne mot brudd. Det vil si hvor stor last konstruksjonen tåler før den går til brudd. I bruksgrensetilstand kontrolleres konstruksjonens rissvidde og nedbøyning mot de laster som vil være påført under bruk.

2.3.1 Bruddgrense:

Det er ulike lastkombinasjoner for kontroll av eksisterende bruer og ved dimensjonering av nye bruer.

2.3.1.1 For eksisterende bruer:

Tabell 2: Bruddgrensekombinasjon for eksisterende bruer [7]

Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjons- laster D	Variable laster Q
	Jordtrykk J	Andre		
a	1.0	1.15 ⁽¹⁾⁽²⁾	γ_D	$\gamma_1 * Q_1$
b	1.0	1.0	1.0	$\gamma_2 * Q_1 + 0.8 * \sum Q_n$

¹⁾ Ved kontroll for engangstransporter settes lastfaktor for andre permanente laster lik 1,1

²⁾ Lastfaktor for permanente laster settes lik 1,0, dersom dette er ugunstigere

Den ugunstigste lastkombinasjonen av **a** og **b** brukes for dimensjoneringskontroll. For kontroll av engangstransporter skal kun lastkombinasjon **a** benyttes.

Tabell 3: Lastfaktor for deformasjonslast [7]

Υ_D	1.1/0.9	Direkte virkninger av spennkrefter
	1.0	Forøvrig

Tabell 4: Lastfaktor for variabel last, kombinasjon a [7]

Υ_1	1.4	Brukslaster
	1.2	Spesialtransporter
	1.15	Mobilkraner
	1.1	Engangstransporter
	1.0	Temperaturlast
	1.6	Øvrige variable laster

Tabell 5: Lastfaktor for variabel last, kombinasjon b [7]

Υ_2	1.2	Brukslaster
	1.1	Spesialtransporter
	1.05	Mobilkraner
	0.8	Temperaturlast
	1.3	Øvrige variable laster

2.3.1.2 For nye bruer:

Tabell 6: Bruddgrensekombinasjon for ny bru [1]

Kombinasjon	Permanente laster	Dominerende variable laste	Andre variable laster
6.10a	1.35	$1.5 * \Psi_0$	$1.5 * \Psi_0$
6.10b	1.2	1.5	$1.5 * \Psi_0$

- $\Psi_0 = 0.7$
 - Kategori G

Den mest ugunstige lastkombinasjonen av 6.10a og 6.10b brukes for dimensjoneringskontroll.

2.3.2 Bruksgrense:

Det er ulike lastkombinasjoner for kontroll av eksisterende bruer og ved dimensjonering av nye bruer.

2.3.2.1 For eksisterende bruer:

Tabell 7: Bruksgrensekombinasjon for eksisterende bruer [7]

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjonslaster D	Variable laster, Q		
			Trafikklast	Naturlast	Ballast
a	1.0	1.0	$Q_1 + 0.7 * \sum Q_n$		1.0
b	1.0	1.0	$\Psi_1 * Q_1 + 0.7 * \sum \Psi_1 * Q_n$		

Kombinasjon **a** antas å representere største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid.

Kombinasjon **b** antas å representere en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i løpet av konstruksjonens levetid.

Tabell 8: Kombinasjonsfaktorer for eksisterende bruer [7]

Ψ_1	0.5	Trafikklast
	0.5	Naturlast
	1.0	Ballast

2.3.2.2 For nye bruer:

Tabell 9: Bruksgrensekombinasjon for ny bru [7]

Kombinasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	$1.0 * \Psi_0$
Ofte forekommende	1.0	$1.0 * \Psi_1$	$1.0 * \Psi_2$
Tilnærmet permanent	1.0	$1.0 * \Psi_2$	$1.0 * \Psi_2$

Tabell 10: Kombinasjonsfaktorer for ny bru [1]

Ψ_0	0.7	Kategori G
Ψ_1	0.5	Kategori G
Ψ_2	0.3	Kategori G

2.4 Laster i dag:

Det er ulike laster for kontroll av eksisterende bruer og ved dimensjonering av nye bruer. Den største forskjellen er aksellasten. For eksisterende bruer er dimensjonerende aksellast maksimalt 16 tonn, og ved dimensjonering av nye bruer kan den være opp til 30 tonn [7] [3].

2.4.1 Eksisterende bruer

For eksisterende bruer betraktes fire ulike laster:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

Lastene deles inn i grupper etter art, og sannsynlighet for at de vil opptre. I denne oppgaven er det kun tatt hensyn til permanent og variabel last ved kontroll av eksisterende bru.

2.4.1.1 Permanente laster:

En permanent last er laster som er konstante innenfor det tidsrommet som betraktes. Det vil være laster som:

- Egenvekt av konstruksjonen
- Egenvekt av permanente installasjoner og ballast
- Jordtrykk

Egenvekt av nødvendige materialer [7]:

Tabell 11: Egenvekt av materialer [7]

Material	Egenvekt
Stål	77 kN/m ³
Tre	8 kN/m ³
Betong	25 kN/m ³
Ståltrekkverk	0.5 kN/m

2.4.1.2 Variable laster:

En variabel last er laster som varierer over tid. Det er laster som:

- Trafikklaster
- Naturlaster
- Andre variable laster
 - Variabel ballast og utstyr som kan fjernes
 - Laster påført i midlertidige faser

Av disse er kun trafikklast medregnet, da den vil være dominerende ved kontroll av kapasiteten til bæresystemet på eksisterende bru.

Trafikklast:

Trafikklast omfatter belastning i vertikal og horisontal retning fra fotgjengere, lette og tunge kjøretøy. Trafikklasten plasseres i den mest ugunstige posisjonen, både i lengde- og tverretning.

Vertikale laster:

Bruksklasser

Det er ønskelig at alle eksisterende bruer skal tildeles en bruksklasse. Bruksklassen forteller hvilken brukslast som kan trafikkere brua uten restriksjoner. Det er totalt fem bruksklasser:

- Bk 10/60
 - 10 tonn aksellast og 60 tonn totalvekt
- Bk 10/50
 - 10 tonn aksellast og 50 tonn totalvekt
- Bk T8/40
 - 8 tonn aksellast og 40 tonn totalvekt
- Bk 8/32
 - 8 tonn aksellast og 32 tonn totalvekt
- Bk 6/28
 - 6 tonn aksellast og 28 tonn totalvekt

Bk 10/60 er den høyeste bruksklassen og dekker tømmervogntog og modulvogntog med 60 tonn totalvekt. Det er ofte ønskelig at bruer kan klassifiseres til Bk 10/60 da det muliggjør utvinning av tømmer, som kan være en viktig næring i ulike områder av landet.

Lasttype	Lastkonfigurasjon	Bruksklasser					
		Bk10 600 kN	Bk10 500 kN	BkT8	Bk8	Bk6	
Hjullast		H	80	56	56	42	
Aksellast		A	160	112	112	84	
Boggilast		A ₁	65	40	40	30	
		A ₂	160	112	112	84	
		a	1,3	1,2	1,2	1,2	
Trippelboggilast		A ₁	70	60	50	40	
		A ₂	140	84	84	56	
		a	1,3	1,2	1,2	1,2	
Kjøretøylast		A	40	32	32	24	
		V	300	280	220	180	
Vogntoglast		A	40	32	32	24	
		V	600	500	420	320	280
		L	18,0	16,0	16,0	16,0	16,0
		p	6	6	6	6	

(*) For lette brudekker (ståldekker, gitterrister etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN (inkl. dynamisk tillegg) fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjørebannen.

Figur 2: Bruksklasser [26]

Dynamisk tillegg er inkludert i lastene fra figuren over, og forkortelsene H, A og V står for:

H = Hjullast

A = Aksellast

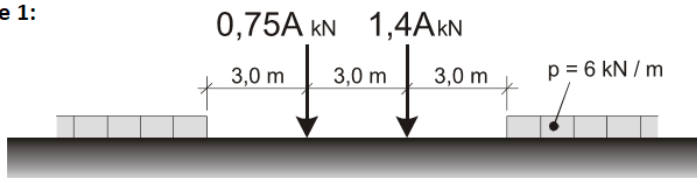
V = Vogntoglast

Den mest ugunstige lasttypen skal benyttes. Hvilken lasttype som er mest ugunstig har sammenheng med lengden på bruspenet. Ved korte spenn vil hjullast, aksellast, boggilast og trippelboggilast være ugunstigst. Ved lengre bruspen vil kjøretøylast og vogntoglast være ugunstigst.

Aksellast/totalvekt

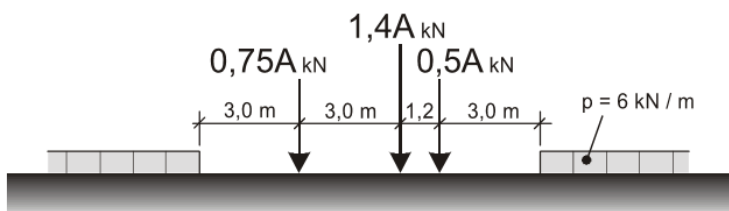
Dersom en bru ikke kan klassifiseres til en av bruksklassene benyttes brukslasten aksellast/totalvekt. Det mest ugunstigste tilfellet fra figur 3 benyttes, og det er lagt til et dynamisk tillegg på 40% på den mest ugunstige akselen. Aksellasten vil normalt variere fra 2 til 5 tonn.

Tilfelle 1:



Totalvekt T = 1,75 A

Tilfelle 2:



Totalvekt T = 2,25 A

Figur 3: Aksellast/totalvekt [7]

2.4.2 Nye bruer

For prosjektering av nye bruer betraktes tre forskjellige påvirkninger:

- Permanente påvirkninger
- Variable påvirkninger
- Ulykkespåvirkninger

Lastene deles inn i grupper etter art, og sannsynlighet for at de vil opptre. I denne oppgaven er det kun tatt hensyn til permanent og variabel påvirkning ved dimensjonering av ny bru.

2.4.2.1 Permanente påvirkninger:

Permanente påvirkninger regnes å være konstante innenfor det tidsrom det angår. Det er påvirkninger som:

- Tyngde av konstruksjonen (egenlast)
- Tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet
- Ytre vanntrykk regnet ut fra midlere vannstand eller midlere grunnvannstand og med midlere tetthet
- Jordtrykk, tyngde av jord og eventuelle fyllmasser

2.4.2.2 Variable påvirkninger

Variable påvirkninger er laster som varierer over tid, slik som:

- Trafikklaster
- Støt- og fortøyningslaster fra ferjer
- Naturlaster
- Andre variable laster
 - Last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
 - Laster påført konstruksjonen i midlertid

Av disse er kun trafikklaster og naturlaster medregnet, da brua står på land og ikke vil være utsatt for støt- og fortøyningslaster.

Trafikkklaster:

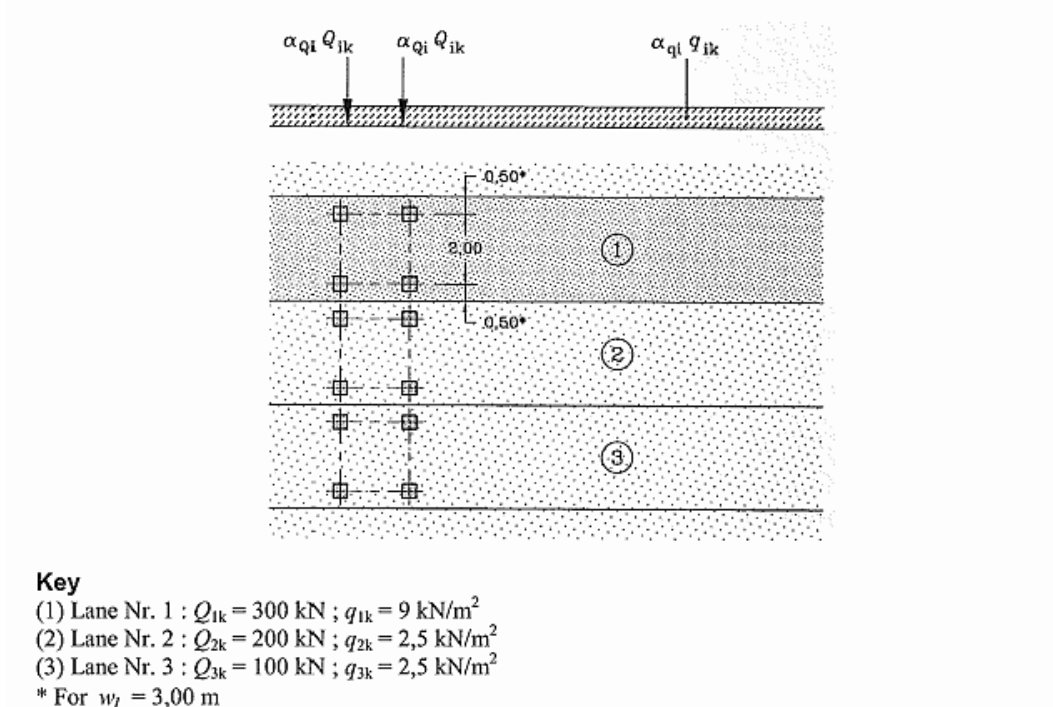
Trafikkklaster omfatter aksellast og jevnt fordelt kjøretøylast i vertikal retning. I horisontal retning omfatter de bremse-, akselerasjons- og sidelast.

Vertikal trafikklast:

Etter antall veibaner over brua, vil aksellasten variere fra 100kN til 300kN, se figur 4:

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

The details of Load Model 1 are illustrated in Figure 4.2a.



Figur 4: Vertikal trafikklast, ny bru [3]

Akselavstand er 1.2 meter, hjulavstand er 2.0m og avstanden mellom hvert vogntog er 10 meter. Lasten skal plasseres i mest ugunstige posisjon både i lengde- og tverretning.

Horisontal trafikklast:

Bremse- og akselerasjonslast har en øvre grense på 900kN. Lasten virker i bruas lengderetning og beregnes ut fra [3]:

$$Q_{1k} = 0.6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

Hvor:

- α_{Q1} – Korreksjonsfaktor for aksellast
- Q_{1k} – Aksellast
- α_{q1} – Korreksjonsfaktor for jevnt fordelt last
- q_{1k} – Jevnt fordelt last
- w_1 – Bredde av kjørebane, normalt satt til 3 meter
- L – Total lengde av bru

På grunn av skrå bremsing eller akselerasjon regnes det å virke en sidelast i bruas tverretning. Sidelasten er lik 25% av bremse-/ akselerasjonslasten.

Naturlaster:

Naturlaster er laster som skyldes klima og andre naturgitte forhold på brustedet. Naturlaster omfatter:

- Snølast
- Vindlast
- Laster fra bølger og strøm
- Laster fra variabelt vanntrykk
- Laster fra skred
- Islast
- Termiske påvirkninger
- Seismiske påvirkninger

I og med at brua står på land og er antatt ryddet for snø, er det i denne oppgaven kun sett på vind- og jordskjelvlaster.

2.5 Analyseprogram:

2.5.1 K-bjelke:

K-bjelke er et enkelt beregningsprogram utviklet av Sletten Byggdata. Programmet brukes til statikkdimensjonering av kontinuerlige betongbjelker og betongdekker med tilstøtende vegger og søyler [25]. K-bjelke kontrollerer konstruksjonen for brudd- og brukslaster. Programmet gir et forslag til armeringsmengde, og denne mengden brukes som utgangspunkt for valg av armering i bruplate.

2.5.2 ISY G-prog Stålbjelke:

ISY G-prog Stålbjelke er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer AS. Programmet brukes for statisk analyse og dimensjonering av stålbjelker [27]. Siden stålprofilen INP 380 er tilgjengelig i ISY G-prog Stålbjelke, brukes programmet i denne oppgaven til brukklassifisering av Husmo bru.

2.6 Stavmodellen

2.6.1 Historie:

Det er vanskelig å konstatere hvem som først kom fram til metoden ved å bruke stavmodellen som prinsipp for dimensjonering av diskontinuitets-områder. I rapporten «Toward a Consistent Design of Structural Concrete» fra 1987, legger Jörg Schlaich, Kurt Schäfer og Mattias Jennewein fram stavmodellen som om de er de første til å systematisere den [15].

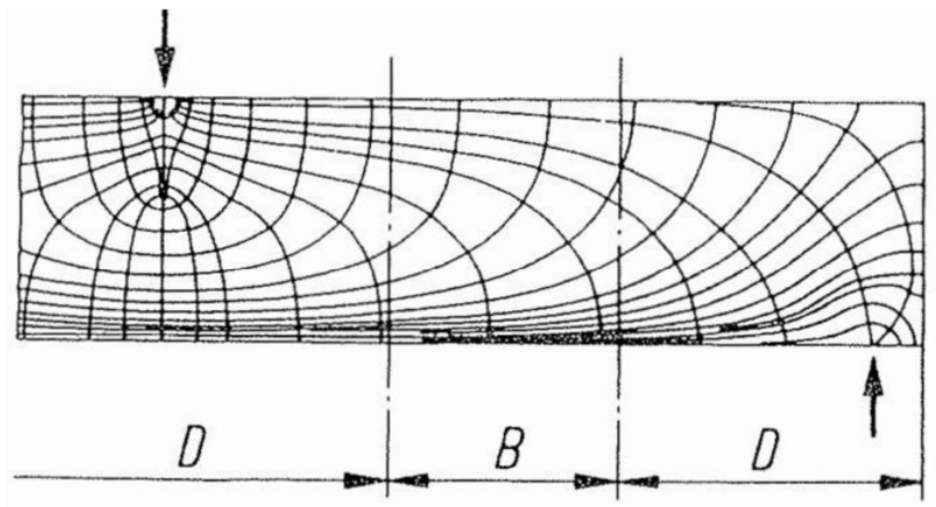
2.6.2 Prinsipp:

I korte trekk går stavmodellen ut på å etablere et fagverk inni elementet som betraktes. Som kjent består et fagverk av knutepunkter med trykk- og strekkstaver. Det samme gjelder for stavmodellen, hvor trykkstavene består av betong og strekkstavene består av armering.

2.6.3 B- og D-regioner:

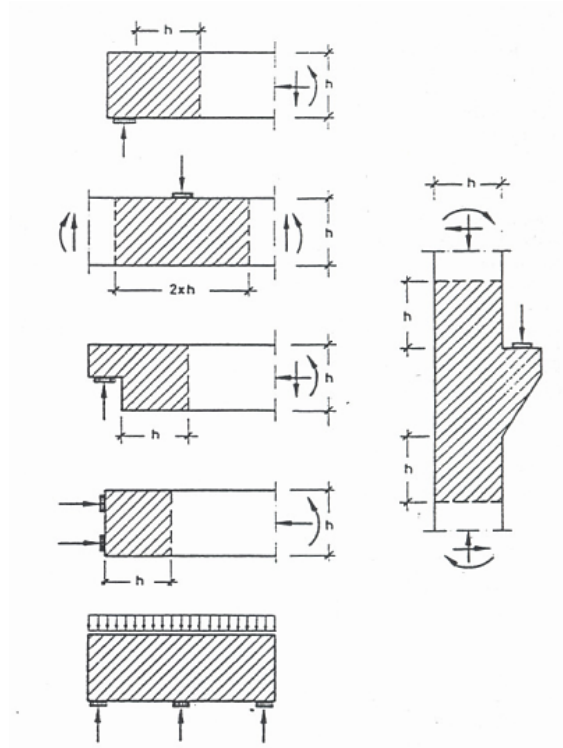
Ved bruk av stavmodellen deles elementet inn i B- og D-regioner. B-regionen bygger på Bernoullis hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane under bøyning, med lineær tøyingsfordeling over tverrsnittshøyden. Hypotesen er en viktig antagelse innen klassisk bjelketeori, hvor moment ofte er den dimensjonerende kraften [16].

D-regionen er områder hvor Bernoullis hypotese ikke er gyldig. Dette skyldes geometri, eller konsentrerte laster som gir ikke-lineær tøyingsfordeling.



Figur 5: Spenningsstrømmer i B- og D-regioner [15]

For å bestemme utbredelsen til D-regionen benyttes gjerne St. Venants prinsipp. Prinsippet går ut på å neglisjere de ikke-lineære spenningene i en avstand, h , fra diskontinuitetens opprinnelse.



Figur 6: Eksempel på D-regioner

2.6.4 Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem:

Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem defineres slik:

- En valgt (antatt) fordeling av spenninger innen en konstruksjon som tilfredsstiller likevekt mellom indre og ytre krefter og som ikke noe sted overskrider den plastiske kapasiteten, vil gi en kapasitet som er mindre eller lik den korrekte verdi [17]

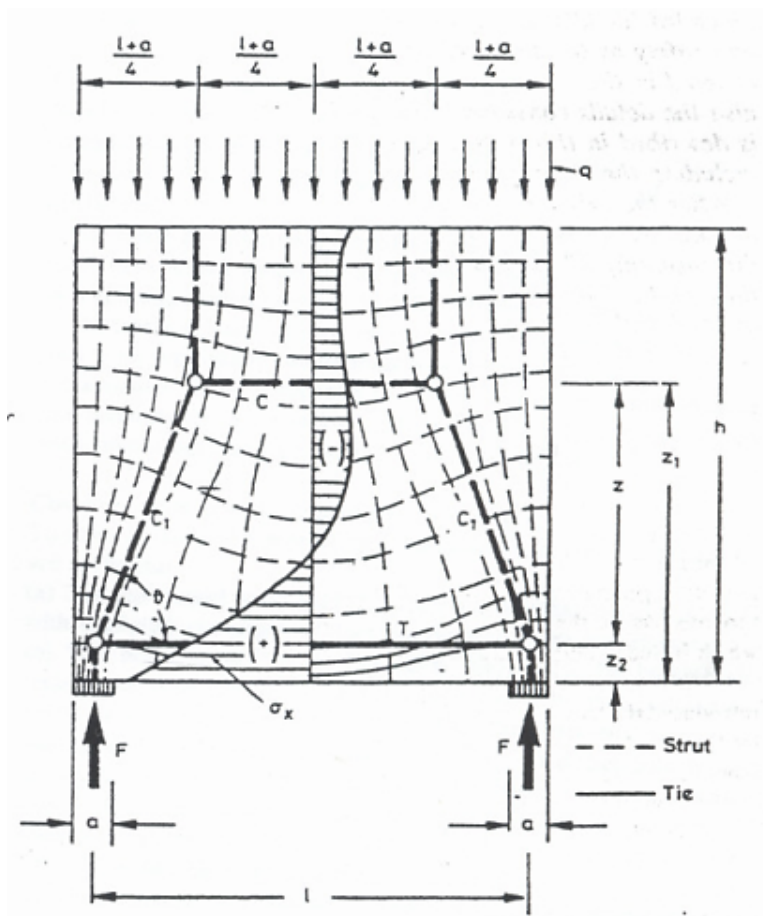
Stavmodellen hører til plastisitetsteoriens nedre grenseteorem. Noe som betyr at den trygt kan brukes dersom armert betong antas å oppføre seg perfekt plastisk, og følgende punkter overholdes [16]:

- Likevekt mellom indre og ytre krefter
- Det er tilstrekkelig deformasjonskapasitet til å fordele kreftene i henhold til antatt stavmodell
- Spenninger i elementet overskrider ikke spenningskapasiteten

Dersom disse punktene tilfredsstilles vil kapasiteten til stavmodellen i bruddgrensetilstand alltid være lavere enn den faktiske kapasiteten til konstruksjonen.

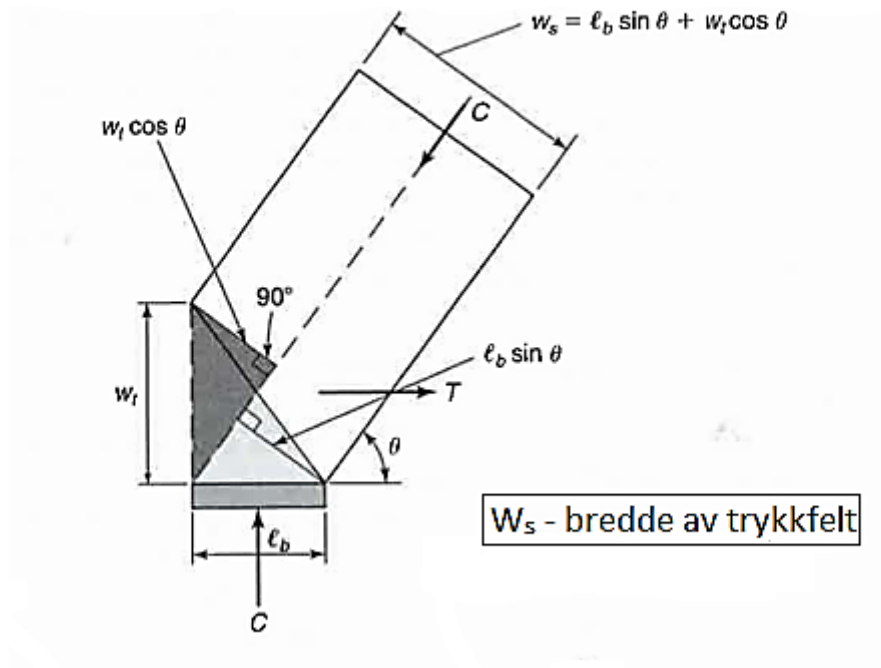
2.6.5 Stavmodellens komponenter:

Strekkstaver og trykkfelt møtes i knutepunkter, ofte referert til som noder. En node kan bestå av strekkstaver, trykkfelt eller en kombinasjon av begge [16]. Avhengig av kombinasjonen vil noden ha en trykkspenningskapasitet gitt i Eurokode 2.



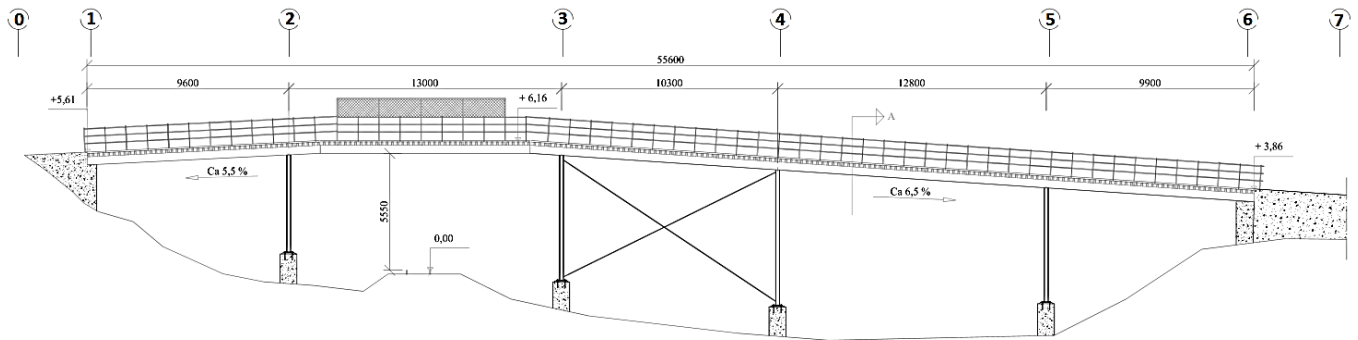
Figur 7: Eksempel på stavmodell [15]

For å finne spenningen fra trykkstaven må det bestemmes et areal kraften virker over. Figur 8 viser hvordan bredden av trykkfeltet bestemmes. Dybden av trykkfeltet bestemmes ut fra dybden til elementet eller dybden av opplageret.

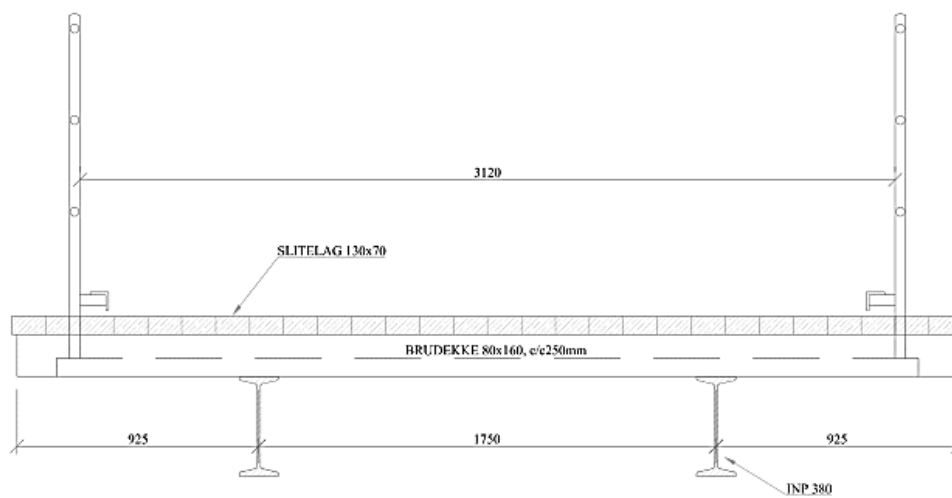


Figur 8: Knutepunktets geometri

3 Eksisterende bru:



Figur 9: Tegning av eksisterende bru, sett fra Nord



SNITT A-A
1:10

Figur 10: Snitt av eksisterende bru

Husmo bru ligger i Nes kommune i Akershus fylke. Brua går over Kongsvingerbanen og ligger i et område med mye jordbruk, slik at den ofte trafikkeres av tynge kjøretøy.

Brua er en stålbjelkebru med tredekke, bygget i 1923. Den har et totalt spenn på 55.6 meter og total bredde på 3.6 meter. Brua spenner over fire stålpilarer som igjen står på betongfundamenter. I det midterste spennet er det montert et stålkruss for å stive av brua.

3.1 Spesialinspeksjon:

Skadene i rapporten er en kombinasjon av skadekonsekvens og skadegrad. Se tabell under:

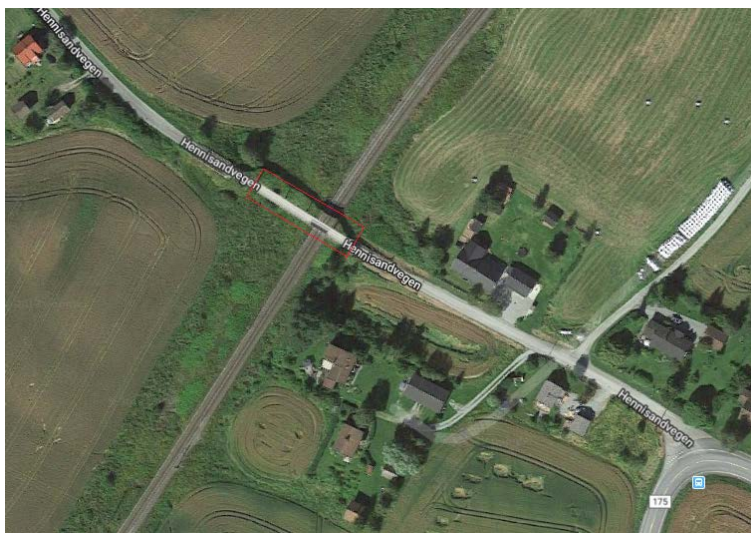
Tabell 12: Beskrivelse til forkortelsene i rapport

Konsekvens	Forkortelse	Beskrivelse
Skade med konsekvens for bæreevnen	1B	Liten skade/mangel som ikke regnes å representere en fare for bruas bæreevne. Skaden repareres ikke.
	2B	Middels skade/mangel som kan redusere bruas bæreevne om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.
	3B	Stor skade/mangel som kan redusere bruas bæreevne om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.
	4B	Kritisk skade som har redusert eller er i ferd med å redusere bruas bæreevne. Skaden sikres eller repareres straks eller senest i løpet av 1/2 år
Skade med konsekvens for trafiksikkerheten	1T	Liten skade/mangel som ikke regnes å representere en fare for trafiksikkerheten. Skaden repareres ikke.
	2T	Middels skade/mangel som kan redusere trafiksikkerheten om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.
	3T	Stor skade/mangel som kan redusere trafiksikkerheten om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.
	4T	Kritisk skade som har redusert eller er i ferd med å redusere trafiksikkerheten. Skaden sikres eller repareres straks eller senest i løpet av 1/2 år
Skade med konsekvens for vedlikeholdskostnader	1V	Liten skade/mangel som ikke regnes å påvirke vedlikeholdskostnadene. Skaden repareres ikke.
	2V	Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.
	3V	Stor skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.
	4V	Kritisk skade som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den ikke utføres straks ellers senest i løpet av 1/2 år.
Skade med konsekvens for miljø/estetikk	1M	Liten skade/mangel som ikke regnes å påvirke miljø/estetikk. Skaden repareres ikke.
	2M	Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at miljø/estetikk vil påvirkes om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.
	3M	Stor skade/mangel som kan utvikle slik at miljø/estetikk vil påvirkes om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.
	4M	Kritisk skade som gjør at miljø/estetikk er påvirket eller vil bli påvirket om ikke reparasjon utføres straks ellers senest i løpet av 1/2 år.

3.1.1 Rapport:

NES KOMMUNE I AKERSHUS

Konstruksjonstype: Bjelkebru (stål)	Konstruksjonsnavn: Husmo bru				Veinavn: Hennisandvegen	
Byggeår: 1923	Lengde: 55.6m	Bredde: 3.6m	Ant. spenn: 5	Frihøyde: 5.55m	Startakse: 0	Sluttakse: 7
Miljø:	Pos. bredde (DDM): 060.09.068		Pos. Lengde (DDM): 011.29.649		Inspeksjonstype: Spesialinspeksjon	



Inspeksjon

Inspeksjonsdato:

08.01.2018

Inspektør:

Kjell Alfred Aaberg

Konklusjon:

Husmo bru er i generelt dårlig stand. Det er betydelig tverrsnittreduksjon av hovedbjelker pga. korrosjon ved lageropplegg på landkar. Toppflens på hovedbjelker er også kraftig korrodert over hele bruspenet. Korrosjonen av hovedbjelker medfører nedsatt bæreevne og trafiksikkerhet for brua. Begge landkar har brudd i sidevegg, som gir nedsatt bæreevne og trafiksikkerhet. I tillegg er det sprekker rundt de innstøpte hovedbjelkene. Søyle i akse 3 har en skjevstilling som kan medføre kollaps ved større skjevstilling. Rekkverk lider av deformasjon og brudd som utgjør fare for trafiksikkerheten. Det anbefales omfattende reparasjoner eller at bru fjernes og erstattes av ny.

Inspeksjonsdetaljer

Element	Akse	Skadetype/skadebeskrivelse	Skadegrad				Mulig årsak
			B	T	V	M	
B4 – Fylling (løsmasser)	0 – 7	Mulig setning ved landkar 0-1		2	3		Belastning Påkjørsel av rekkverk
	<<>>	Mulig setning ved søylefundament akse 3		2	3		Belastning Bremselast
C1 – Landkar	0 – 1	Setning og brudd i sidevegg på nordside	3	3	3		Belastning Frostsprenning
	<<>>	Avskalling			2		Svinn/kryp/frost
	<<>>	Riss/sprekker			2		Svinn/kryp/belastning/ bevegelse
	<<>>	Store ansamlinger av smuss/grus/sand ved lageropplegg			3		Vedlikehold
	<<>>	Vann blir liggende på lageropplegg og fryser til is			2		Drenering (ikke fall)
	<<>>	Sprekker/avskalling i bakmur ved innfestning av hovedbjelker			2		Bevegelse Belastning



C1 – Landkar

6 – 7	Brudd i sidevegg på sørside	3	3	3	Belastning Påkjørsel Brøyteskade
<<>>	Avskalling			2	Svinn/kryp/frost
<<>>	Riss/sprekker			2	Svinn/kryp/belastning/ bevegelse
<<>>	Store ansamlinger av smuss/grus/sand ved lageropplegg			3	Vedlikehold
<<>>	Vann blir liggende på lageropplegg og fryser til is			2	Drenering (ikke fall)
<<>>	Sprekker/avskalling i bakmur ved innfestning av hovedbjelker			2	Bevegelse Belastning



C21 - Søylefundament	2	Riss/sprekker			2	Svinn/kryp/belastning/ bevegelse
	<<>>	Avskalling			2	Svinn/kryp/frost



C21 - Søylefundament	3	Langsgående sprekk på vestside			2	Bevegelse av søyle Belastning
	<<>>	Mulig setning	2	2	3	Belastning
	<<>>	Riss/sprekker			2	Svinn/kryp/belastning/ bevegelse



C21 - Søylefundament	4	Mulig setning	2	2	3	Belastning
	<<>>	Riss/sprekker			2	Svinn/kryp/belastning/ bevegelse
	<<>>	Avskalling			2	Svinn/kryp/frost



C21 - Søylefundament	5	Riss/sprekker			2	Svinn/kryp/belastning/ bevegelse
	<<>>	Avskalling			2	Svinn/kryp/frost



C23 – Søyle	2	Overflatekorrosjon			2	Normal nedbrytning Vedlikehold
	<<>>	Sprekk i avstiver	1	1		Belastning Bevegelse
	3	Overflatekorrosjon			2	Normal nedbrytning Vedlikehold
	<<>>	Mulig skjevstilling	3	3	3	Belastning Bremselast
	4	Overflatekorrosjon			2	Normal nedbrytning Vedlikehold
	<<>>	Mulig skjevstilling	3	3	3	Belastning Bremselast
	5	Overflatekorrosjon			2	Normal nedbrytning Vedlikehold



C29 – Krysstag	3 – 4	Deformasjon	3	3	2	2	Belastning Setning Bremselast
	<<>>	Overflatekorrosjon			2		Normal nedbrytning Vedlikehold



D21 - Hovedbjelke	1 – 6	Korrosjon	3	3	4		Fukt Frost Klorider
--------------------------	-------	-----------	---	---	---	--	---------------------------



E1 – Brudekke (sekundær bæring)	1 – 6	Råte i endeveen	1	1	2		Fukt
--	-------	-----------------	---	---	---	--	------



E2 – Slitelag / fuktisolasjon (tre)	1 – 6	Sporslitasje	3	3	4		Normal nedbrytning
	<<◇>>	Oppstikkende spiker/nagler			3	4	Slitasje
	<<◇>>	Råte	2	2	3		Fukt



H15 – Rekkverk	0 – 7	Brudd (avrevet i sveis)		4	4	4	Påkjørsel/brøyteskade
	<<>>	Deformasjon		3	4	4	Påkjørsel/brøyteskade
	<<>>	Korrosjon		2	2	4	Normal nedbrytning Vedlikehold
	<<>>	Mangelfullt (ikke i henhold)		4	4	4	Vedlikehold



3.2 Bruklassifisering

Ved bruklassifisering kontrolleres hvilken trafikklast som kan trafikkere brua uten restriksjoner. Figur 2 og spennlengden mellom opplagerne bestemmer hvilken lasttype som skal benyttes. Det lengste spennet er 13m og det korteste er 9.6m. Derfor benyttes lasttypen kjøretøylast ved bruklassifisering av Husmo bru.

Egenlast, som er egenvekt fra alle permanente elementer vil virke over hele brua. Variabel last som er last fra kjøretøy vil plasseres ved mest ugunstige område. Ut fra dette bestemmes det største felt- og støttemomentet.

Erfaringsmessig vil det største feltsmomentet forekomme ved å plassere variabel last kun over det lengste spennet, eller i endespennet hvor det kun vil være støttemoment på den ene siden. Avhengig av spennlengdene vil det største støttemomentet forekomme ved å plassere variabel last på hver side av et opplegg.

Ved bruklassifisering skal det som et minimum kontrolleres for bruddgrense. Siden moment vil være dimensjonerende, kontrolleres stålbjelkens motstandsmoment mot det største opptredende momentet. Det bør i tillegg kontrolleres for bruksgrense. Da kontrolleres bjelkens nedbøying mot tillatt nedbøying, som for bruer er $L/350$ [9].

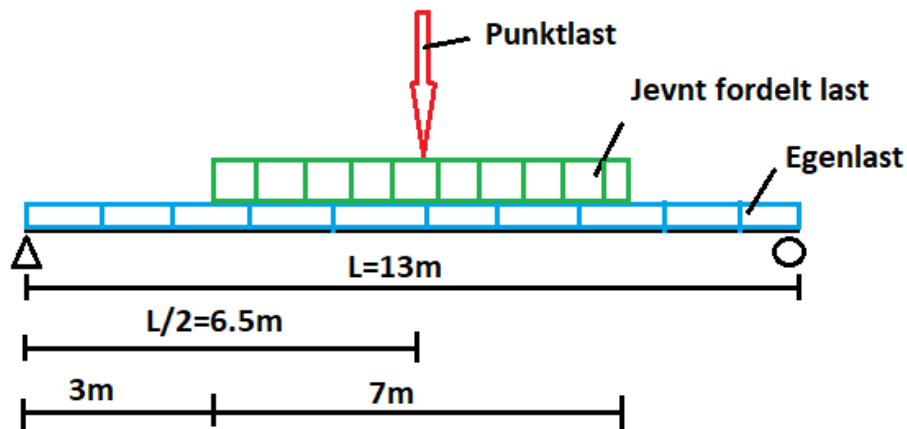
3.2.1 Enkel sjekk:

Når en bru som går over flere spenn skal klassifiseres kan det først gjøres en enkel sjekk, for å bestemme hvilken brukslast den tåler. Dette gjøres ved å velge det lengste bruspennet, og kontrollere det som en fritt opplagt bjelke. Grunnen til dette er at en kontinuerlig bjelke vil minst ha ett støttemoment, som fører til et mindre opptredende maks-moment, enn for en fritt opplagt bjelke. Med andre ord, dersom bjelken tåler Bk 10/60 som fritt opplagt, vil også hele brua kunne klassifiseres til Bk 10/60.

Det lengste spennet på Husmo bru er 13m. Brua består av to INP380 stålbjelker med antatt stålkvalitet St.37, som tilsvarer dagens S235. Ved kontroll av bruddgrense settes materialfaktoren for stål lik 1.2, lastfaktor for permanent last lik 1.15, og lastfaktor for variabel last lik 1.4. Ved kontroll av bruksgrense settes materialfaktor for stål lik 1.0, mens lastfaktorer settes lik 1.0 [7].

3.2.1.1 Resultat fra enkel sjekk:

Last og lastplassering for enkel sjekk er vist i figur 11:



Figur 11: Last og lastplassering for kjøretøylast ved enkel sjekk

Bruddlaster:

Tabell 13: Bruddlaster for bruklassifisering

		Bk 10	Bk T8	Bk 8	Bk 6
Permanent	Egenlast (kN/m)	3.50	3.50	3.50	3.50
Variabel	Punktlast (kN)	28	22.4	22.4	16.8
	Jevnt fordelt (kN/m)	30	28	22	18

Fra vedlegg A – Egenlast eksisterende bru

Brukslaster:

Tabell 14: Brukslaster for bruklassifisering

		Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Permanent	Egenlast (kN/m)	3.10	3.10	3.10	3.10
Variabel	Punktlast (kN)	20	16	16	12
	Jevnt fordelt (kN/m)	21.43	20	15.71	12.86

Fra vedlegg A – Egenlast eksisterende bru

Bruksklasse:

$$\text{Nødvendig motstandsmoment: } W_{\text{nød}} = \frac{\text{Største opptredende moment}}{\frac{\text{Stålets karakteristisk flytegrense}}{\text{Materialfaktor for stål}}} = (M \times \gamma_s) / f_{yk}$$

Utnyttelse: $W_{\text{nød}} / W$

Tillatt nedbøyning: $L/350$

Tabell 15: Resultater for bruksklasse ved enkel sjekk

	Nødvendig motstandsmoment (x10 ³ mm ³)	Motstandsmoment (x10 ³ mm ³)	Utnyttelse (W _{nød} / W)	Nedbøyning (mm)	Tillatt nedbøyning (mm)
Bk 10	4086	1260	3.24	199	37.1
Bk T8	3777	1260	3.00	185	37.1
Bk 8	3127	1260	2.48	154	37.1
Bk 6	2611	1260	2.07	129	37.1

Vi ser at utnyttelsen selv for Bk6 er dobbelt så stor som den kan. Og nedbøyningen er over tre ganger så høy som tillatt.

Siden brua ikke kan klassifiseres til en av bruksklassene ved enkel sjekk, må det kontrolleres for brukslasten aksellast/totalvekt.

Aksellast/totalvekt:

Tabell 16: Resultater fra aksellast/totalvekt ved enkel sjekk

		Nødvendig motstandsmoment (x10 ³ mm ³)	Motstandsmoment (x10 ³ mm ³)	Utnyttelse (W _{nød} / W)	Nedbøyning (mm)	Tillatt nedbøyning (mm)
AT 5tonn	Tilfelle 1	1434	1260	1.14	70.8	37.1
	Tilfelle 2	1699	1260	1.35	79.9	37.1
AT 4tonn	Tilfelle 1	1229	1260	0.98	61.7	37.1
	Tilfelle 2	1442	1260	1.14	68.8	37.1
AT 3tonn	Tilfelle 1	1024	1260	0.81	52.7	37.1
	Tilfelle 2	1186	1260	0.94	57.8	37.1
AT 2tonn	Tilfelle 1	820	1260	0.65	43.5	37.1
	Tilfelle 2	928	1260	0.74	46.7	37.1

En kontinuerlig bjelke vil tåle mer last enn en fritt opplagt bjelke. Da dette er resultater fra en fritt opplagt bjelke, kan vi med sikkerhet si at brua tåler en aksellast på minimum tre tonn.

Vi ser at det er tilfelle 2 som er mest ugunstig. Velger derfor å bruke tilfelle 2 ved videre kontroll. Det neste som må kontrolleres er om brua, som en kontinuerlig bjelke, tåler en aksellast på fire tonn.

3.2.2 Kontroll av hele bjelken:

Når brua skal kontrolleres som en kontinuerlig opplagt bjelke, må man finne det mest ugunstige lasttilfellet. Det gjøres ved å plassere permanent last over alle bruspenner, og variere hvor den variable lasten plasseres. Til sammen vil det være 31 ulike lastkombinasjoner, vist i vedlegg D.

Velger å dele lastkombinasjonene i hovedgrupper og undergrupper.

Lastkombinasjoner:

- Lastkombinasjon 1 – variable last over alle felt
 - 1 undergruppe
- Lastkombinasjon 2 – variable last over fire felt
 - 5 undergrupper
- Lastkombinasjon 3 – variable last over tre felt
 - 10 undergrupper
- Lastkombinasjon 4 – variabel last over to felt
 - 10 undergrupper
- Lastkombinasjon 5 – variabel last over et felt
 - 5 undergrupper

Begge stålbjelkene på eksisterende bru er låst i brudekke over. Det kan derfor ses bort fra vipping.

3.2.2.1 Resultater kontinuerlig bjelke:

4 tonn aksellast, 9 tonn totalvekt (tilfelle 2):

Spennlengder:

Tabell 17: Spennlengder for eksisterende bru

Spenn	Spennlengde (mm)	Tillatt nedbøyning (mm)
Spenn 1	9600	26.7
Spenn 2	13000	37.1
Spenn 3	10300	29.4
Spenn 4	12800	36.5
Spenn 5	9900	28.2

Tabell 18: Resultater fra 4 tonn aksellast og 9 tonn totalvekt.

		Største moment (kNm)	Nødvendig motstandsmoment ($\times 10^3 \text{ mm}^3$)	Motstandsmoment ($\times 10^3 \text{ mm}^3$)	Utnyttelse	Største nedbøyning (mm)	Tillatt nedbøyning (mm)
LK 1	1.1	172.7 Opplegg 5	882	1260	0.70	21.1 Spenn 2	37.1
LK 2	2.1	173.4 Opplegg 2	885	1260	0.70	24.7 Spenn 4	36.5
	2.2	173.8 Opplegg 5	887	1260	0.70	26.0 Spenn 2	37.1
	2.3	166.6 Opplegg 2	851	1260	0.68	19.5 Spenn 2	37.1
	2.4	167.3 Opplegg 5	854	1260	0.68	18.0 Spenn 4	36.5
	2.5	187.1 Opplegg 2	955	1260	0.76	26.0 Spenn 2	37.1
LK 3	3.1	167.8 Opplegg 2	857	1260	0.68	19.8 Spenn 2	37.1
	3.2	168.4 Opplegg 5	860	1260	0.68	18.3 Spenn 4	36.5
	3.3	152.0 Opplegg 3	776	1260	0.62	26.4 Spenn 2	37.1
	3.4	188.3 Opplegg 2	962	1260	0.76	29.3 Spenn 4	36.5
	3.5	181.5 Opplegg 2	927	1260	0.74	24.1 Spenn 2	37.1
	3.6	175.7 Opplegg 3	897	1260	0.71	24.4 Spenn 2	37.1

		Største moment (kNm)	Nødvendig motstands- moment ($\times 10^3 \text{ mm}^3$)	Motstands- moment ($\times 10^3 \text{ mm}^3$)	Utnyttelse	Største nedbøy- ning (mm)	Tillatt nedbøy- ning (mm)
LK 3	3.7	172.5 Opplegg 4	881	1260	0.70	23.1 Spenn 4	36.5
	3.8	187.5 Opplegg 5	957	1260	0.76	30.8 Spenn 2	37.1
	3.9	181.0 Opplegg 5	924	1260	0.73	22.3 Spenn 4	36.5
	3.10	140.9 Spenn 5	719	1260	0.57	17.1 Spenn 5	28.2
LK 4	4.1	182.7 Opplegg 2	933	1260	0.74	24.5 Spenn 2	37.1
	4.2	171.5 Opplegg 3	876	1260	0.70	24.7 Spenn 2	37.1
	4.3	168.7 Opplegg 4	861	1260	0.68	23.4 Spenn 4	36.5
	4.4	182.1 Opplegg 5	930	1260	0.74	22.7 Spenn 4	36.5
	4.5	135.8 Spenn 1	693	1260	0.55	15.5 Spenn 1	26.7
	4.6	153.2 Spenn 4	782	1260	0.62	27.4 Spenn 4	36.5
	4.7	134.1 Spenn 5	685	1260	0.54	16.0 Spenn 5	28.2
	4.8	140.4 Spenn 5	717	1260	0.57	17.0 Spenn 5	28.2
	4.9	164.9 Spenn 2	842	1260	0.67	31.2 Spenn 2	37.1
	4.10	156.4 Spenn 2	799	1260	0.63	28.9 Spenn 2	27.1
LK 5	5.1	128.4 Spenn 1	656	1260	0.52	14.4 Spenn 1	26.7
	5.2	157.9 Spenn 2	806	1260	0.64	29.3 Spenn 2	37.1
	5.3	109.4 Spenn 3	559	1260	0.44	11.8 Spenn 3	29.4
	5.4	154.6 Spenn 4	789	1260	0.63	27.7 Spenn 4	36.5
	5.5	133.5 Spenn 5	682	1260	0.54	16.0 Spenn 5	28.2

Ut fra resultatene ser vi at lastkombinasjon 2.5, 3.4 og 3.8 er de mest ugunstige lastkombinasjonene med en utnyttelse på 0,76. Siden utnyttelsen er under 1, tåler brua 4 tonn aksellast og 9 tonn totalvekt.

Med en utnyttelse på 76% av stålbejelkenes kapasitet er det også nødvendig å kontrollere for 5 tonn aksellast.

5 tonn aksellast, 11.25 tonn totalvekt (tilfelle 2):

- Sjekker for lastkombinasjon 2.5, 3.4 og 3.8 da disse er mest ugunstige
- Sjekker også lastkombinasjon 4.9 da denne gir størst nedbøyning

Tabell 19: Resultater fra 5 tonn aksellast og 11.25 tonn totalvekt

		Største moment (kNm)	Nødvendig motstandsmoment (x10 ³ mm ³)	Motstandsmoment (x10 ³ mm ³)	Utnyttelse	Største nedbøyning (mm)	Tillatt nedbøyning (mm)
LK 2	2.5	221.2 Opplegg 2	1130	1260	0.90	30.7 Spenn 2	37.1
LK 3	3.4	222.6 Opplegg 2	1137	1260	0.90	34.9 Spenn 4	36.5
	3.8	220.9 Opplegg 5	1128	1260	0.90	36.7 Spenn 2	37.1
LK 4	4.9	197.9 Spenn 2	1011	1260	0.80	37.2 Spenn 2	37.1

Vi ser at med 5 tonn aksellast og 11.25 tonn totalvekt har stålbjelkene en utnyttelse på 90%. Siden brua er 95 år, har generelt store mangler og stålbjelkene har en tverrsnittreduksjon grunnet korrosjon, klassifiseres Husmo bru til 4 tonn aksellast og 9 tonn totalvekt.

Største teoretiske nedbøyning er 37.2mm og tillatt nedbøyning er 37.1mm. Under inspeksjonen ble det observert større nedbøyning enn hva som er teoretisk beregnet. Siden teoretisk beregnet nedbøyning er over tillatt nedbøyning, og det under inspeksjon ble observert stor nedbøyning, godkjennes ikke brua i bruksgrense.

Hvis vi ser tilbake på lastklasse 1920, omtalt i kapittel 2.2.2.2, er det rimelig å anta at Husmo bru faller i underklasse 2. Underklasse 2 er alminnelige bruer med 5 tonn aksellast og 10 tonn totalvekt. Med denne antagelsen ser vi at resultatene fra bruklassifiseringen samsvarer godt med lastklasse 1920.

3.3 Tilstandsvurdering Husmo bru

Under spesialinspeksjon ble det oppdaget feil og mangler som gir nedsatt bæreevne og trafiksikkerhet, i tillegg til store vedlikeholdsbehov. Under inspeksjonen kom det fram, i samtale med kjentmann på Husmo, at under 2.verdenskrig ble det fraktet svært tungt materiell over brua, som kan ha medført en overbelastning. Det kom også fram, at det i dag ofte trafikkerer kjøretøy med høyere aksellast enn hva som er tillatt over brua.

Ved brukklassifisering ble Husmo bru teoretisk klassifisert til 5 tonn aksellast og 11.25 tonn totalvekt. Med grunnlaget fra rapporten og selve inspeksjonen på brustedet, velges det å klassifisere Husmo bru til 4 tonn aksellast, og 9 tonn totalvekt.

Det er ønskelig at bruer klassifiseres til høyest mulig bruksklasse, slik at de kan trafikkeres av all type trafikk uten restriksjoner. Husmo bru går over Kongsvingerbanen og ligger i et relativt sentralt område på Østlandet med mye jordbruksnæring. Med dette til grunn, og på grunn av bruas alder, skader og kostnaden ved å reparere den, anbefales det en utskiftning av Husmo bru.

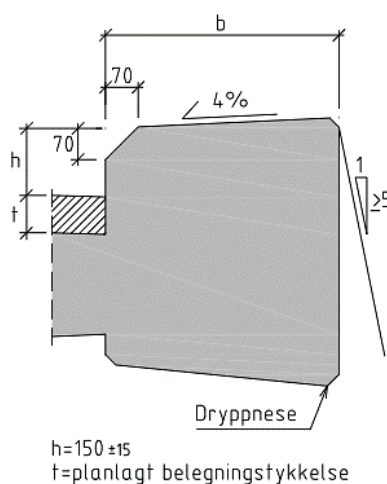
4 Ny bru:

Ved prosjektering av nye bruer brukes Eurokoder sammen med 400-serien fra Statens vegvesen. De beskriver krav og detaljer til utførelse av nye konstruksjoner i det offentlige vegnettet. Det gjelder blant annet laster, kjørebredde, rekkverk og kantdrager. Siden det i tillegg gjelder en bru som går over jernbanen, har Bane Nor egne krav til utførelse. Det gjelder fri høyde, avstand fra senter spor til kant av søyle/landkar, og beskyttelsesskjerm.

4.1 Utformingskrav:

Statens vegvesen:

- Vegbredde [11]:
 - o 4.2 m
 - Atkomstveger i spredt bebyggelse, fartsgrense 50km/t
- Rekkverk [12]:
 - o Styrkeklasse: H2
 - Bruer som krysser vanlig jernbane
 - o Minimum høyde: 1.2 m
 - Kan vurderes til 1.4 m pga. skolebarn
 - o Kan avsluttes i landkarets bakre del
 - Pga. fartsgrense 50km/t
- Kantdrager og dryppnese [9]:



Figur 12: Detaljtegning for kantdrager [9]

Bane Nor:

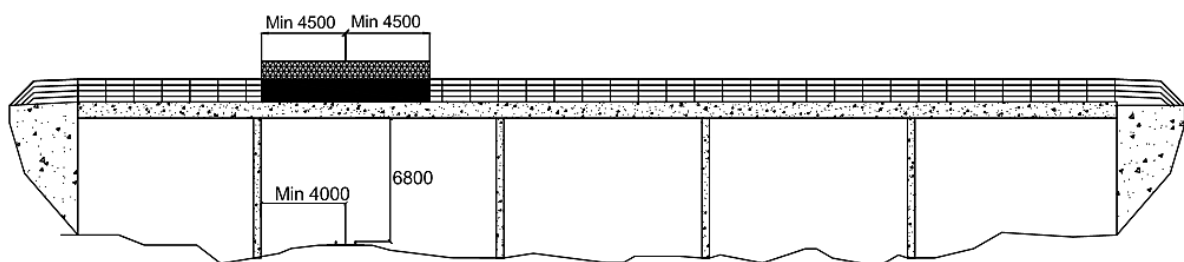
- Fri høyde over jernbaneskinne [9]:
 - o Krav: 7.2m
 - Dispensasjon på 6.8m gitt av Bane Nor
- Avstand til landkar/søyle fra senter spor [24]:
 - o Minimum 4.0 m
- Beskyttelsesskjerm [13]:
 - o Minimum høyde: 2.0 m
 - Nedre del (1m) skal være i tett utførelse, øvre del kan være netting
 - o Minimum utbredelse fra senter spor: 4.5 m
 - o Skal flukte eller være trukket maks 20mm inn fra ende på kantdrager

4.2 Beskrivelse av ny bru:

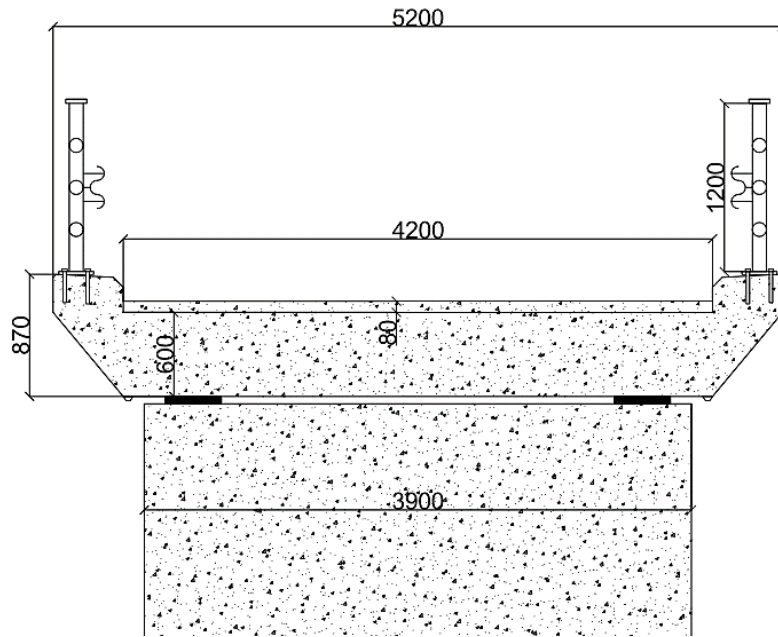
Den nye brua er en betongbru med en total brulengde på 55.6 meter. Brua spenner over fire pilarer, og over hver pilar hviler plata på to brulager. Rekkverket består av vanlig brurekkverk og beskyttelsesskjerm over jernbanesporet.

Det er antatt at tilstøtende veg er en atkomstveg i spredt bebyggelse med fartsgrense 50km/t. Kjørebredden på brua er derfor satt til 4.2m, med en kantdrager på hver side. Kantdragerne har en bredde på 0.5m. Den totale brubredden er dermed 5.2m. Det er regnet med et slitelag i betong med en tykkelse på 80mm.

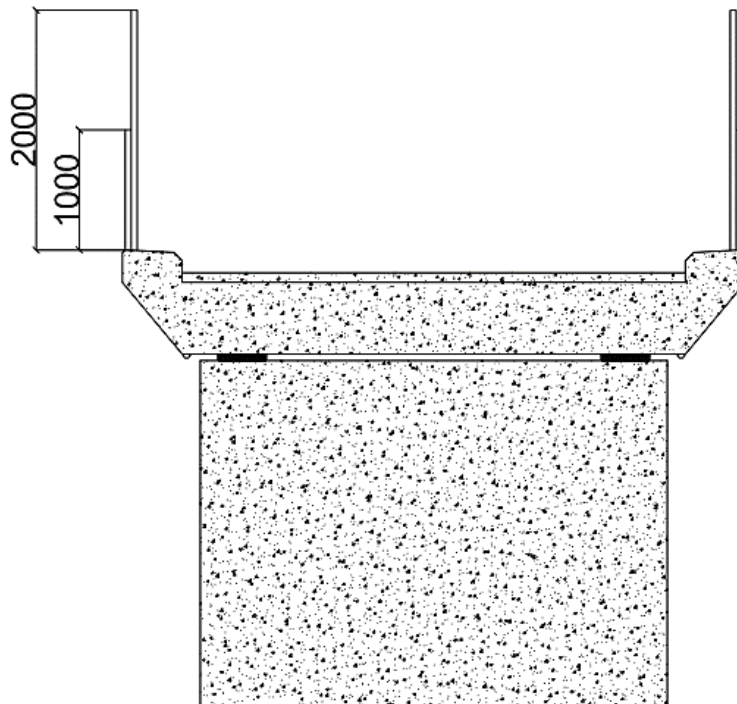
Alle elementer av brua er beregnet med betongkvalitet B35, og stålqualität B500NC. Det er valgt eksponeringsklasse XC4, og overdekning er satt til 50mm for alle elementer. For enkelhetsskyld ved beregninger er det antatt at pilarene har en snitthøyde på 7.5m.



Figur 13: Tegning av ny bru, sett fra Nord



Figur 14: Snitt av ny bru, med brurekkverk



Figur 15: Snitt av ny bru, med beskyttelsesskjerm

4.3 Grunnundersøkelse: (Rambøll)

Rapporten fra geoteknisk undersøkelse, utført av Rambøll Norge AS, viser at Husmo bru ligger innenfor en kartlagt faresone for kvikkleireskred, sone 265 «Folmo-Husmo». Ut fra opptatte bæreprøver og avstand til initiert områdeskred antas Husmo bru å ligge utenfor et potensielt løsneområde for kvikkleireskred.

Rapporten viser at grunnforholdene er beregnet/vurdert til grunntype D, og fjellgrunnens akselerasjon er 0.55m/s^2 , ut fra seismisk sonkart.

Direktefundamentering på brustedet anbefales ikke, da lasten fra ny bru vil påvirke den bløte leira og medføre setning. Det anbefales derfor å fundamenterer brua på stålkernepeler til berg, hvor antatt dybde til berg i bærepunktene er 19-30m.

Den fulle rapporten finnes i vedlegg G.

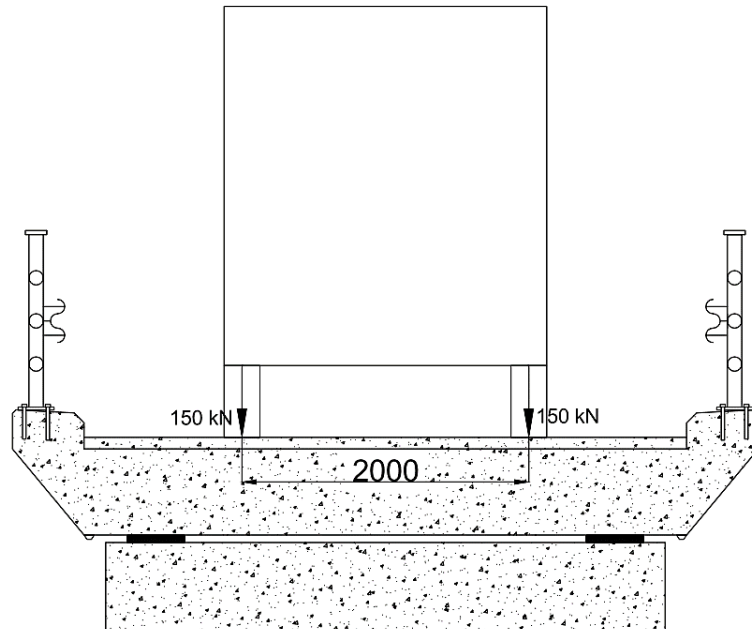
4.4 Laster:

Det er sett på to ulike lastpåvirkninger i denne oppgaven:

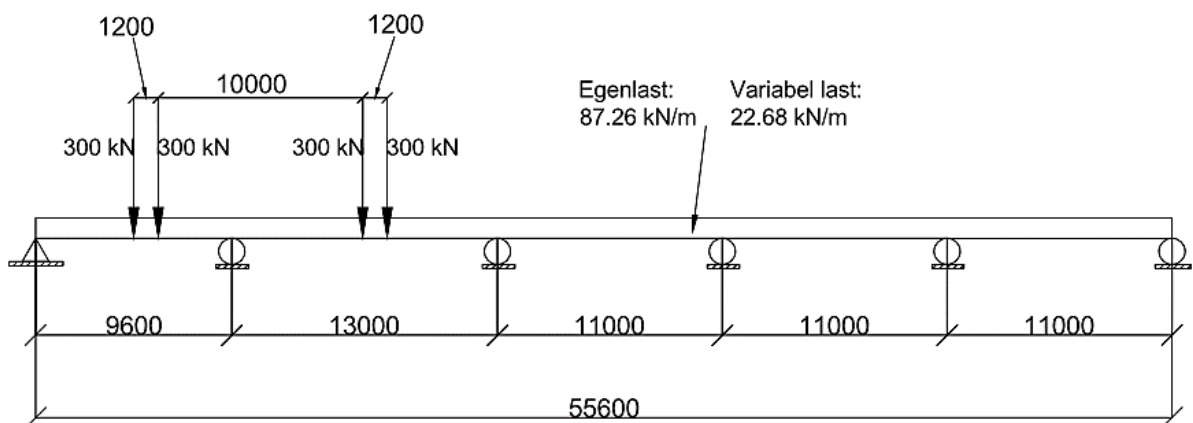
- Permanent påvirkning
 - Egenlast
- Variabel påvirkning
 - Trafikklast
 - Vertikal
 - Horisontal
 - Naturlast
 - Vindlast
 - I x-, y- og z-retning
 - Jordskjelvlaster
 - I x- og y-retning

4.5 Bruplate:

4.5.1 Karakteristisk last på bruplate:



Figur 16: Lastplassering av trafikklast i tverretsning



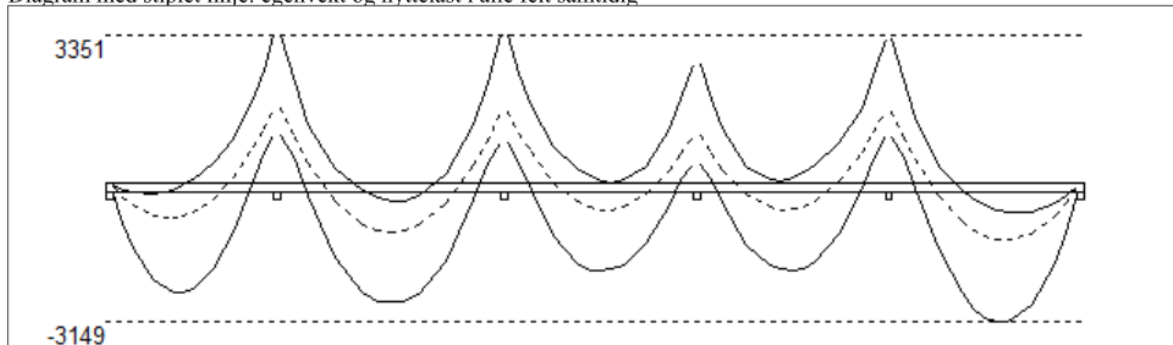
Figur 17: Lastplassering av all last i kjøreretning

Lastene legges inn i K-bjelke, med lastfaktorer fra kombinasjon 6.10b. K-bjelke gir ut verdier for moment- og skjærkraftdiagram, opplagskrefter, og nødvendig armeringsmengde. Verdiene fra K-bjelke finnes i vedlegg H.

4.5.2 Resultantkrefter:

MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelest i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-503	-1258	-603	-2491
2	-703	-1442	-844	-2691
3	-386	-999	-463	-1999
4	-379	-986	-454	-1976
5	-813	-1683	-976	-3149

Mg: permanent last Mp: variabel last

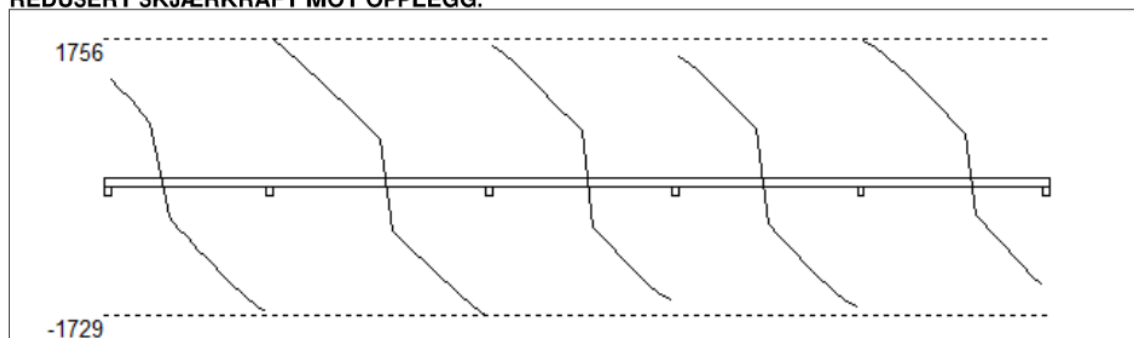
Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	1060	1891	1272	3351
3	1012	1864	1215	3344
4	671	1416	805	2669
5	1028	1842	1234	3268
6	0	0	0	0

Figur 18: Momentdiagram for bruddlast

SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.
REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			1287	1233
2	-1724	-1669	1810	1756
3	-1783	-1729	1710	1656
4	-1582	-1528	1583	1529
5	-1672	-1618	1774	1720
6	-1409	-1354		

Figur 19: Skjærkraftdiagram for bruddlast

OPPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Krefter fra vandrende lasttog og nyttelast.			
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Maks oppleggskraft		Maks moment	
					Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-378	0,00	-123	0,00	-930	0,00		
2	-1334	0,00	-433	0,00	-1598	0,00		
3	-1290	0,00	-419	0,00	-1578	0,00		
4	-1073	0,00	-349	0,00	-1419	0,00		
5	-1315	0,00	-427	0,00	-1571	0,00		
6	-474	0,00	-154	0,00	-970	0,00		

Figur 20: Oppleggskrefter for bruddlast

4.5.3 Armering:

Hovedarmering:

ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	81	25	25	65
uk	2	1	81	27	25	65
uk	3	1	81	20	25	65
uk	4	1	81	20	25	65
uk	5	1	81	31	25	65
ok	1	1	81	8	25	65
ok	2	1	81	8	25	65
ok	3	1	81	8	25	65
ok	4	1	81	8	25	65
ok	5	1	81	8	25	65

Overkantarmering ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	81	8	25	65
2	1	81	35	25	65
3	1	81	35	25	65
4	1	81	28	25	65
5	1	81	34	25	65
6	1	81	8	25	65

Figur 21: Nødvendig armering etter K-bjelke

Tverrarmring:

MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg				
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	3864	3864	3864	3864
2	3864	3864	3864	3864
3	3864	3864	3864	3864
4	3864	3864	3864	3864
5	3864	3864	3864	3864

Figur 22: Minimumsarmring

4.5.4 Kontroll av verdier fra K-bjelke:

For å kontrollere verdien fra K-bjelke er det gjort noen stikkprøver av ulike verdier for å sjekke om de er sammenlignbare med resultater fra håndberegninger. Håndberegningene er utført i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Det er valgt å bruke stangdiameter Ø25 som hovedarmring.

Tabell 20: Kontroll av verdier fra K-bjelke

	Håndberegning	K-bjelke	Differanse	Sammenlignbarhet
Minimumsarmring i felt (mm ²) (antall stenger)	3644.7 mm ² (8stk Ø25)	3864 mm ² (8stk Ø25)	219.3 mm ² (0)	Svært god
Minimumsarmring ved opplegg (antall stenger)	4512.4 mm ² (10stk Ø25)	3864 mm ² (8stk Ø25)	648.4mm ² (2)	Middels
Hovedarmring i UK for felt 1	11784 mm ² (24stk Ø25)	12275 mm ² (25stk Ø25)	491 mm ² (1)	God
Hovedarmring i UK for felt 5	15221 mm ² (31stk Ø25)	15221 mm ² (31stk Ø25)	0 mm ² (0)	Svært god
Hovedarmring i OK ved opplegg 4	12766 mm ² (26stk Ø25)	13748 mm ² (28stk Ø25)	982 mm ² (2)	Middels
Hovedarmring i OK ved opplegg 2	16203 mm ² (33stk Ø25)	17185 mm ² (35stk Ø25)	982 mm ² (2)	Middels
Maksimumarmring	112800 mm ²	Ingen verdier overskrider maksimumarmring		

- Utregninger finnes i Vedlegg I og vedlegg J

Ved kontroll av minimumsarmering i felt er det god sammenlignbarhet. Men ved kontroll av minimumsarmering ved opplegg er forskjellen større. Det kan tyde på at K-bjelke har brukt samme bredde av tverrsnittet ved beregning av minimumsarmering for både felt og opplegg.

I tillegg er verdiene fra K-bjelke noe høyere enn verdiene fra håndberegninger. K-bjelke er derfor noe mer konservativ i sine beregninger, og med stor sikkerhet brukes for å gjennomføre enkle analyser og beregninger.

Sammenlignbarheten fra håndberegninger og K-bjelke er såpass god at verdiene fra K-bjelke legges til grunn for videre dimensjonering.

4.5.5 Skjærarmering:

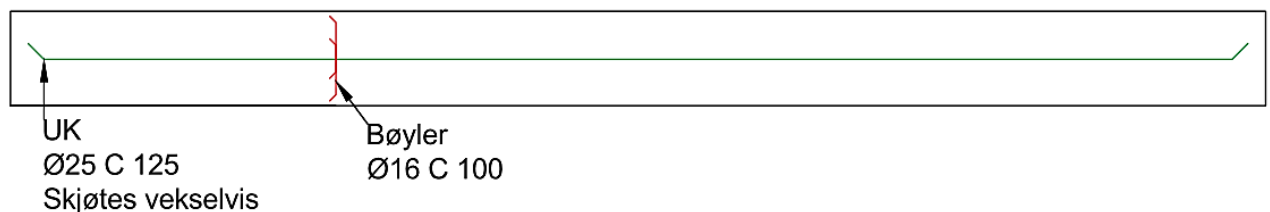
K-bjelke viser at minimum skjærarmeringareal er 5561mm^2 . Største nødvendige skjærarmeringareal er 6997mm^2 , og forekommer ved opplegg 2. Stangdiameter og senteravstand velges med utgangspunkt i største nødvendige skjærarmeringareal. Det legges derfor inn to $\text{Ø}16$ bøyer, med en senteravstand lik 100mm over hele bruspenet.

Skjærarmeringareal finnes i vedlegg H. Utregning og kontroll av skjærkapasiteten til bruplatetverrsnittet finnes i vedlegg I.

4.5.6 Armeringstegninger:

Underkantarmering:

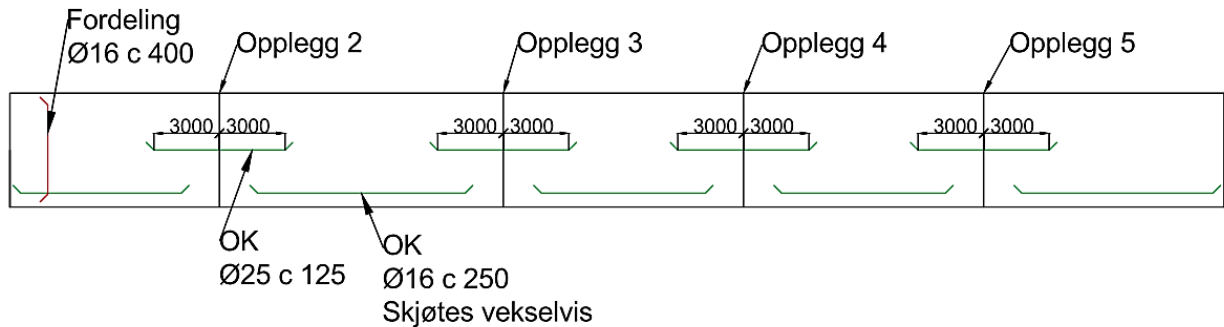
I underkant legges $\text{Ø}25$ over hele bruspenet med en senteravstand på 125mm . Stengene skjøtes vekselvis, med en omfarslengde lik 50 ganger diameteren. Det legges to $\text{Ø}16$ bøyer med en senteravstand på 100mm .



Figur 23: Underkantarmering for bruplate

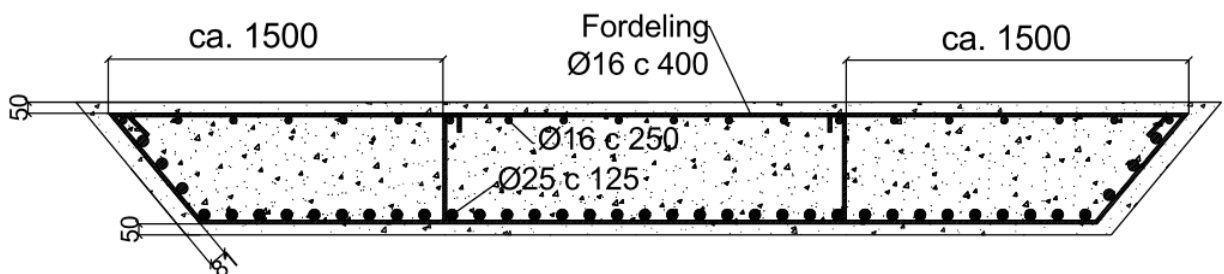
Overkantarmering:

I overkant legges $\text{Ø}25$ over hvert opplegg med en senteravstand på 125mm. Stengene strekker seg ut 3 meter på hver side fra senter av opplegg. I felt legges $\text{Ø}16$ med en senteravstand på 250mm. Disse skjøtes vekselvis etter behov, med en omfarslengde på 50 ganger diameteren. $\text{Ø}16$ legges som fordelingsarmering med en senteravstand på 400mm.



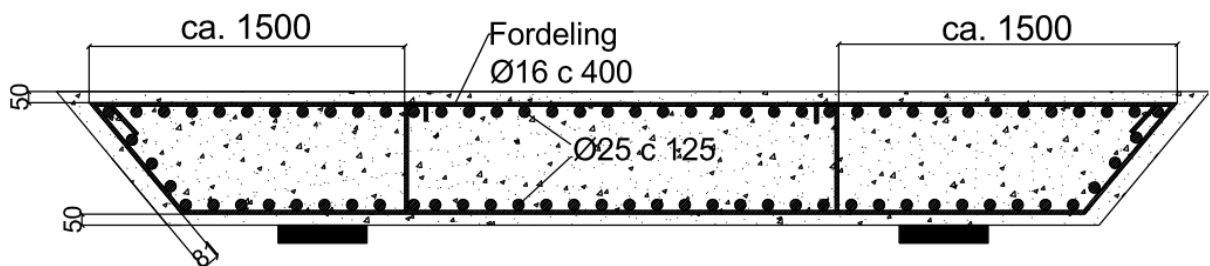
Figur 24: Overkantarmering for bruplate

Snitt i felt:



Figur 25: Snitt bruplate, i felt

Snitt ved opplegg:



Figur 26: Snitt bruplate, ved opplegg

4.6 Pilarer

4.6.1 Last på pilar:

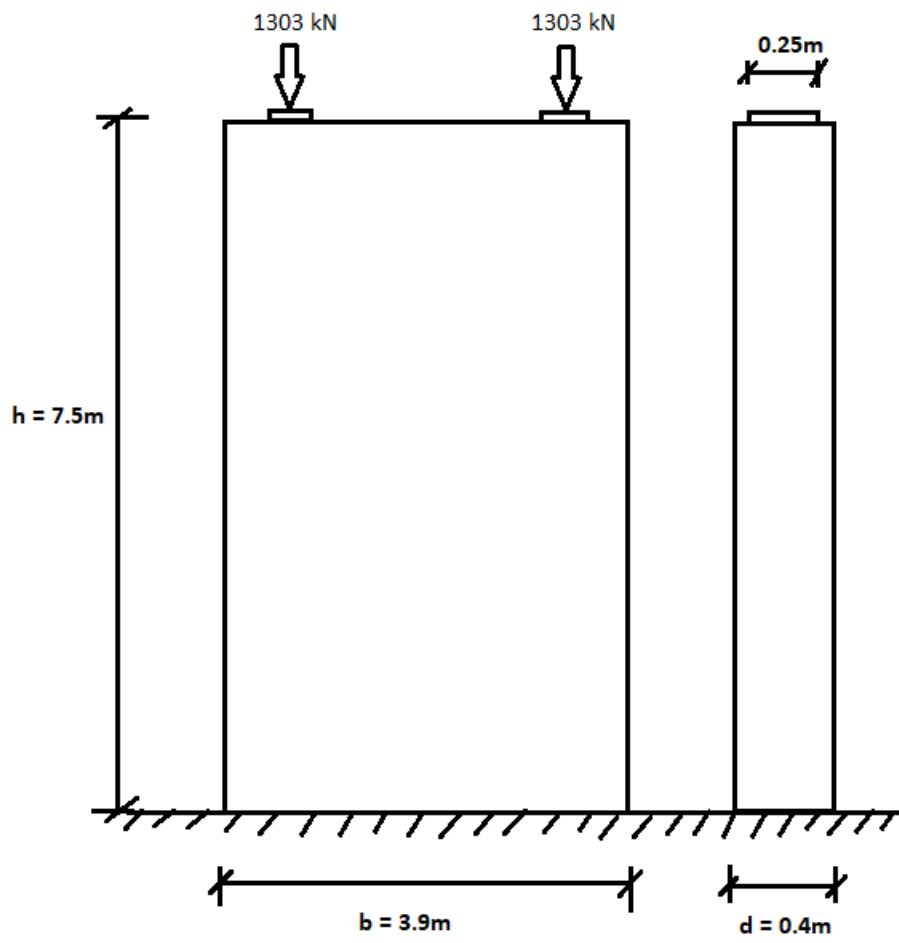
Stavmodellen brukes ved dimensjonering av pilarer. Alle pilarer dimensjoneres likt, med utgangspunkt i pilaren som utsettes for størst bruddlast.

Fra vedlegg K finner vi største karakteristiske vertikale last på hvert opplegg. Ved bruk av lastkombinasjon 6.10a finner vi største dimensjonerende bruddlast, se tabell 21. Den største bruddlasten brukes videre til dimensjonering av alle pilarene.

Tabell 21: Oppleggskrefeter ved hvert opplegg

	Karakteristisk last (kN)	Bruddlast (kN)
Opplegg 1	951	1259
Opplegg 2	1998	2606
Opplegg 3	1954	2554
Opplegg 4	1722	2255
Opplegg 5	1982	2590
Opplegg 6	1050	1386

Vi ser at største vertikale bruddlast er 2606kN, ved opplegg 2. Lasten deles på to, for å få dimensjonerende kraft på hvert brulager, og brukes videre ved dimensjonering av pilarene.

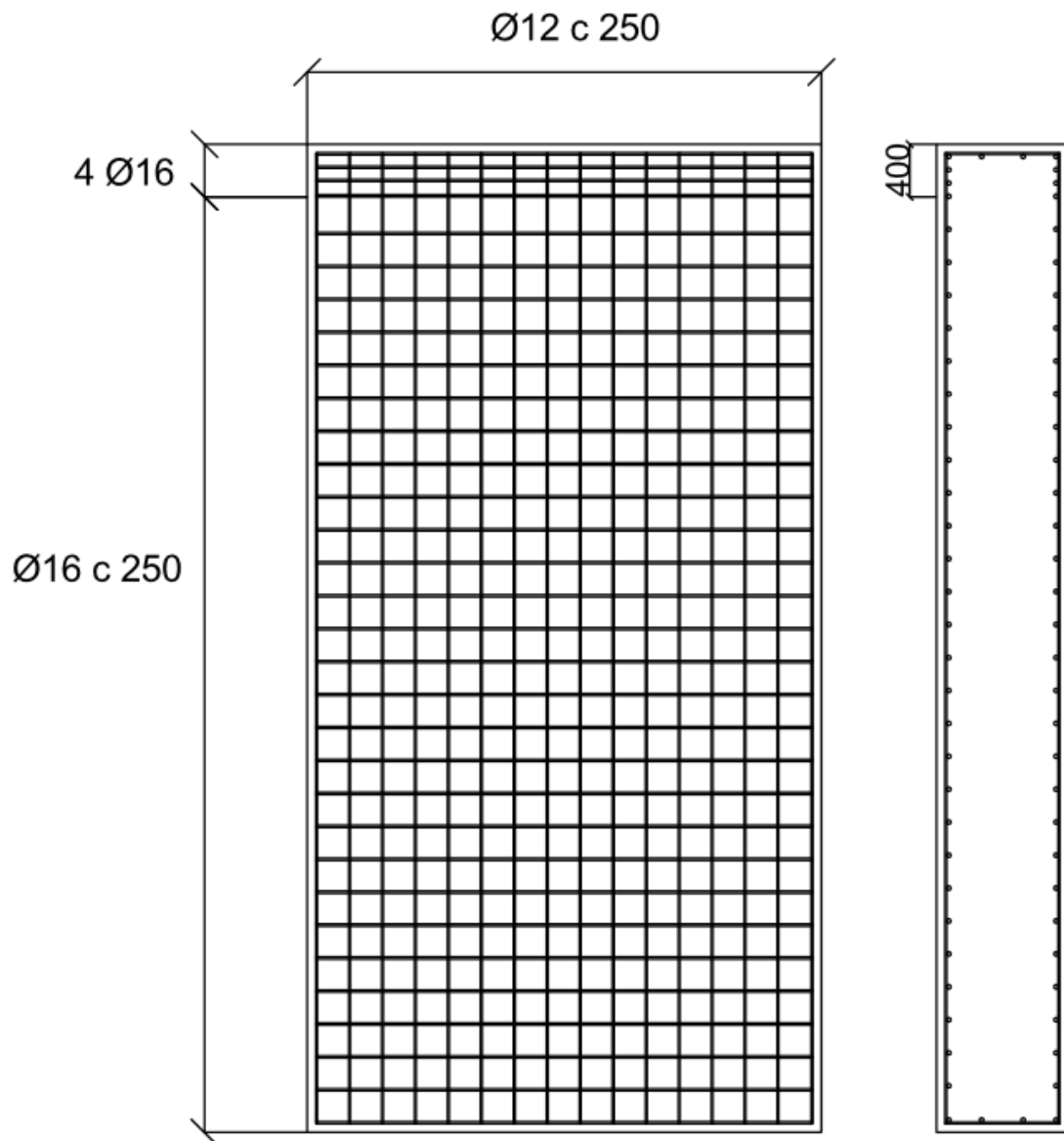


Figur 27: Pilar med bruddlast

4.6.2 Armering i pilar:

På grunn av den konsentrerte lasten på brulagrene, vil det i toppen av pilaren oppstå en strekksone. Denne armeres med 4Ø16 i en høyde 400mm fra topp av pilar.

Horisontalarmeringen består av Ø16 med senteravstand 250mm. Vertikalarmering består av Ø12 med senteravstand 250mm.



Figur 28: Armering i pilar

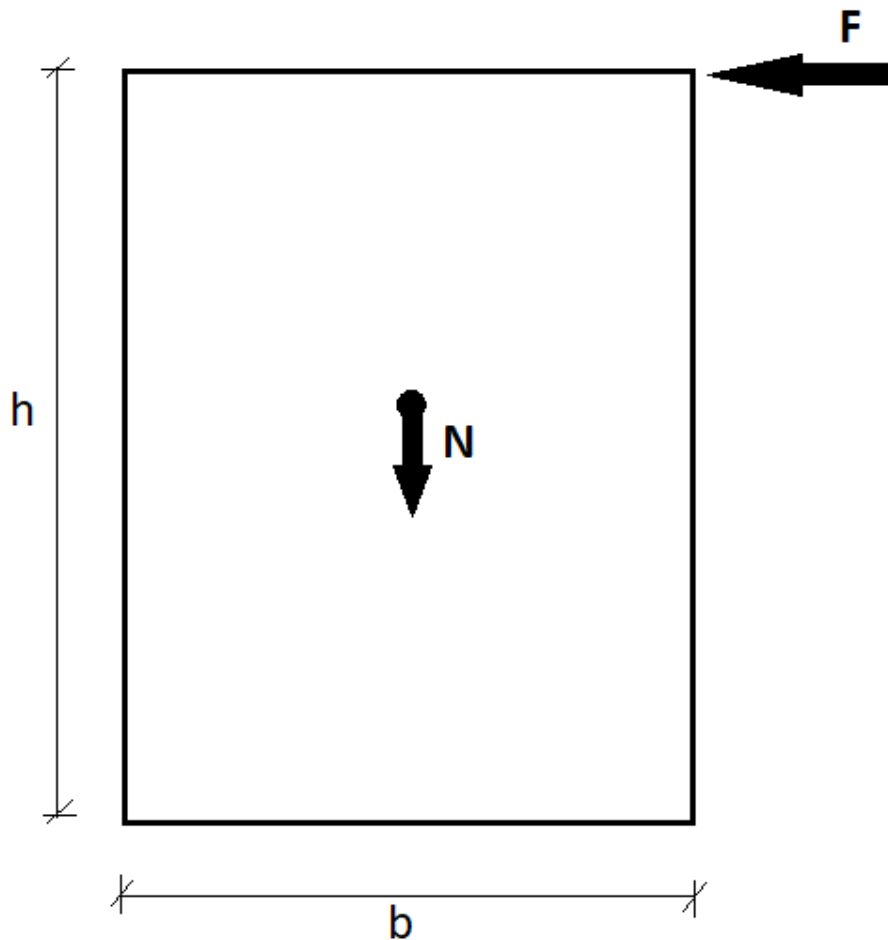
Utregning av armering og kontroll av trykkspenninger finnes i vedlegg L.

4.7 Kontroll av stabilitet

Før bruplate er lagt på, kontrolleres det at pilarene kan stå stabilt uten å velte på grunn av naturlaster. Det er sett på stabilitet i både x- og y-retning og det er antatt at pilarene står på fast grunn.

X-retning:

I x-retning ses det kun på seismisk påvirkning, da påvirkning fra vind er neglisjerbar grunnet tykkelsen på pilarene.

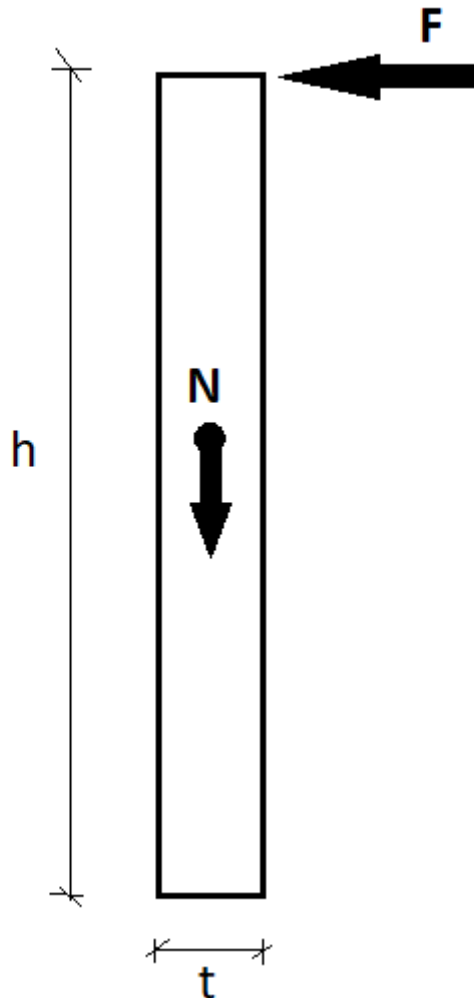


Figur 29: Kraft på pilar i x-retning

Fra vedlegg O ser vi at det stabiliserende momentet i x-retning er 570.4kNm. Veltemomentet, forårsaket av seismisk last, er 329.3kNm. Siden det stabiliserende momentet er større enn veltemomentet er pilaren stabil i x-retning.

Y-retning:

I y-retning ses det på både seismisk påvirkning og vindlast. Den største av de to lastene brukes for kontroll av stabilitet.

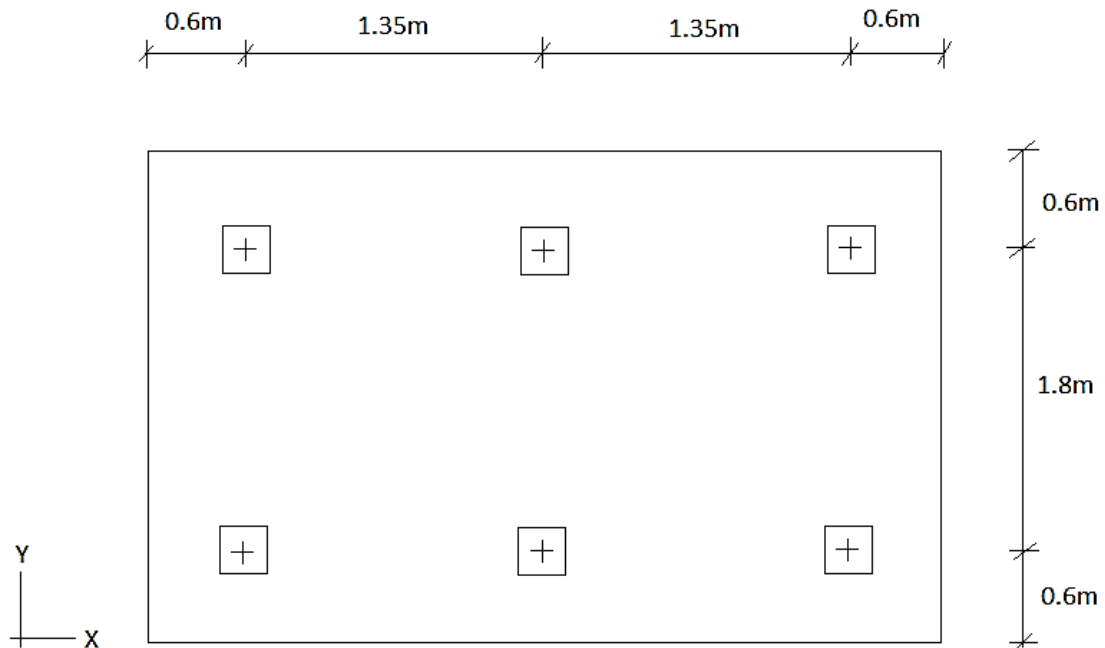


Figur 30: Kraft på pilar i y-retning

Fra vedlegg O ser vi at det stabiliserende momentet i y-retning er 58.5kNm. Veltemomentet, forårsaket av seismisk last, er 367.5kNm. Siden veltemomentet er større enn det stabiliserende momentet er pilaren ikke stabil i y-retning. Det trengs derfor en såle under pilaren for å gjøre den stabil.

I vedlegg O finner vi at utbredelsen av sålefundamentet må være 1.3 meter fra ytterkant av pilar og med en høyde på 0.6 meter. Det er også ut fra geotekniske undersøkelser, vedlegg G, anbefalt at sålen er fundamentert på stålkjernepeler til berg.

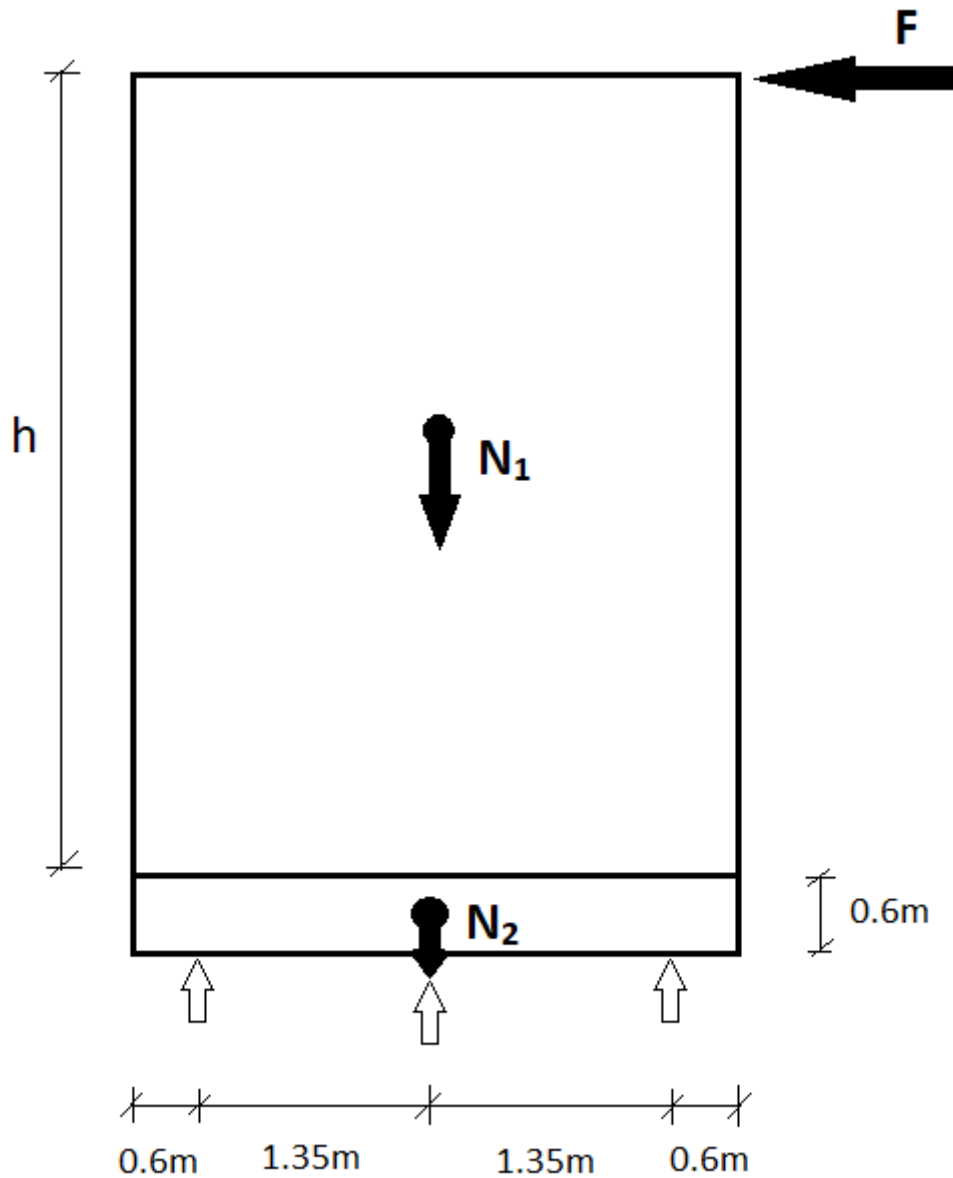
4.7.1 Forslag til sålefundament og peleplassering:



Figur 31: Sålefundament og peleplassering

Sålefundamentet under pilaren vil øke det stabiliserende momentet i både x- og y-retning. Det gjøres derfor en ny sjekk av stabilitet hvor pilar og sålefundament henger sammen.

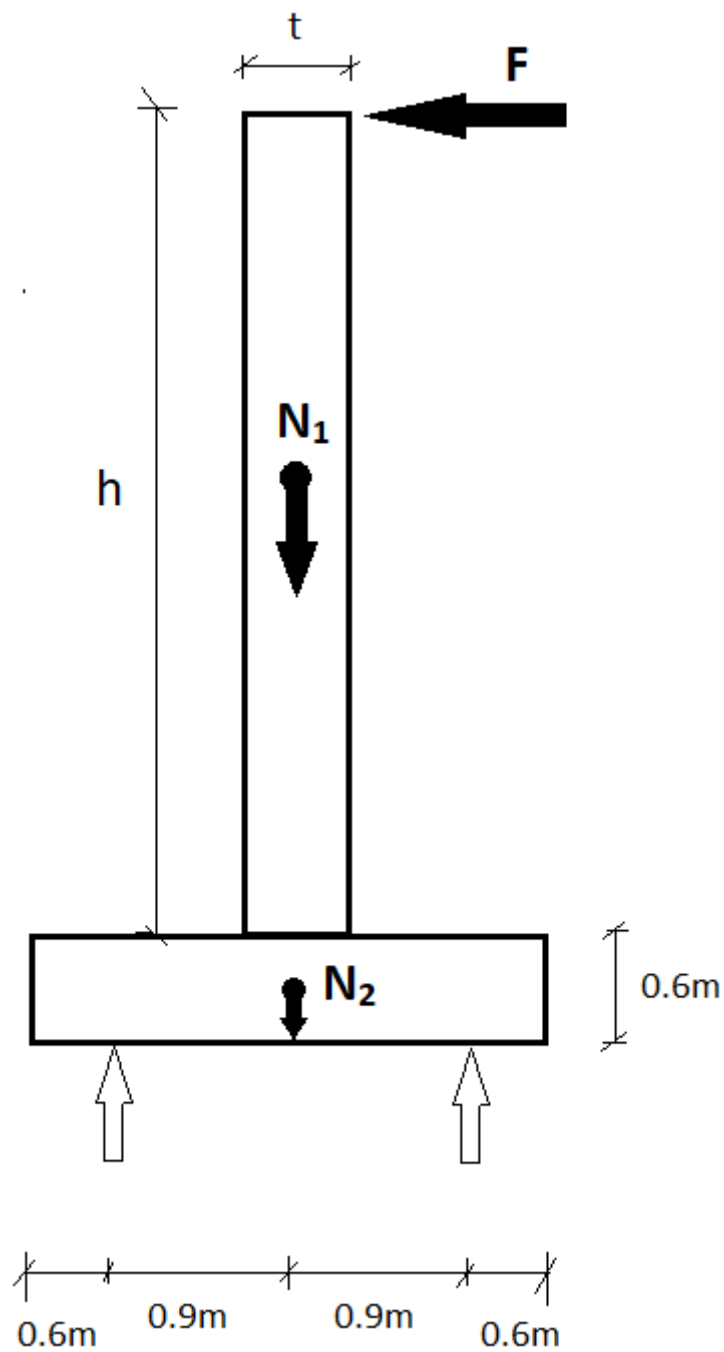
X-retning:



Figur 32: Kraft på pilar og såle i x-retning

Fra vedlegg O ser vi at det stabiliserende momentet i x-retning er 631.8kNm. Veltemomentet, forårsaket av seismisk last, er 355.6kNm. Siden det stabiliserende momentet er større enn veltemomentet er pilaren stabil i x-retning.

Y-retning:

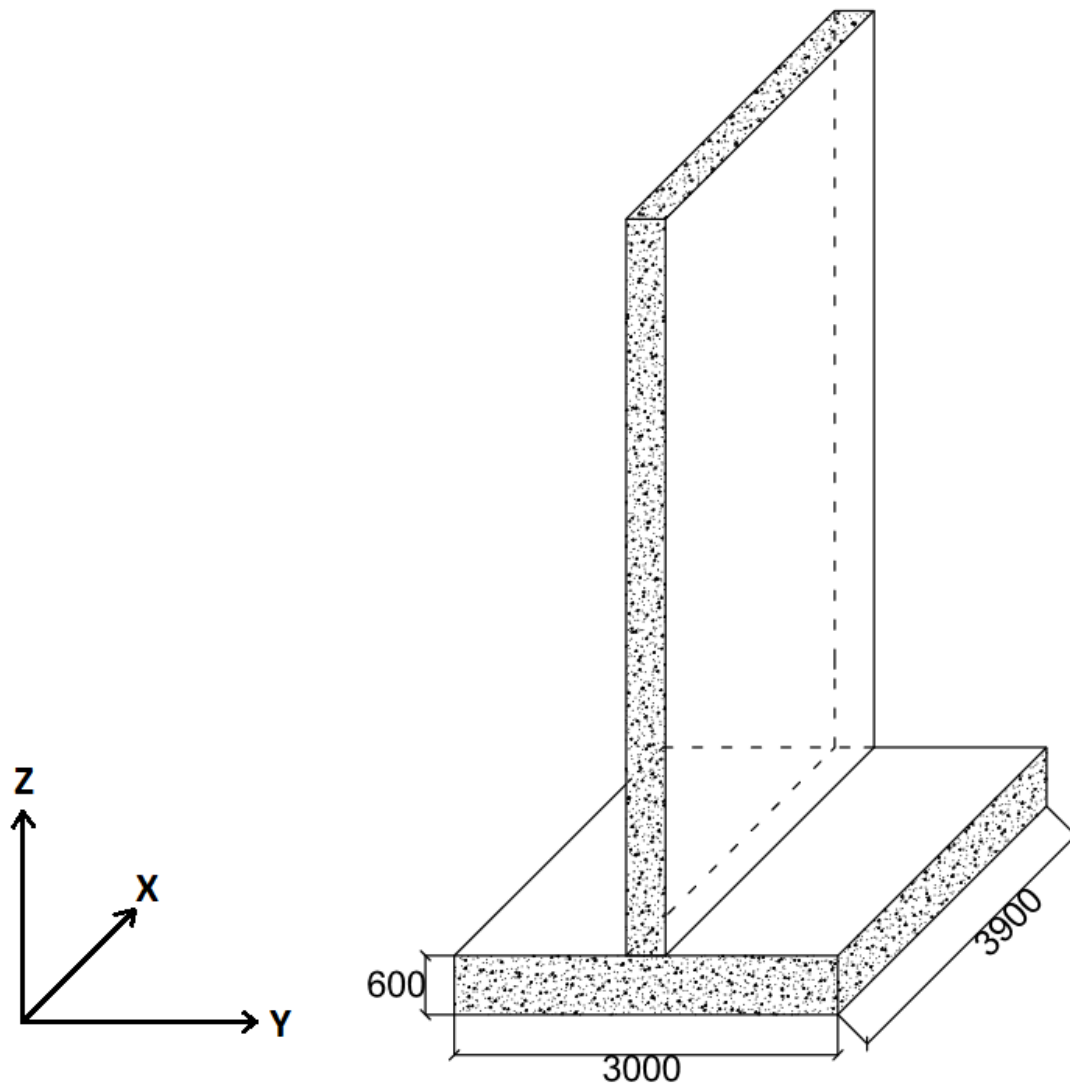


Figur 33: Kraft på pilar og såle i y-retning

Fra vedlegg O ser vi at det stabiliserende momentet i y-retning nå er 421.2kNm .

Veltemomentet, forårsaket av seismisk last, er 396.9kNm . Siden det stabiliserende momentet er større enn veltemomentet er pilaren nå stabil i y-retning.

4.8 Sålefundament:



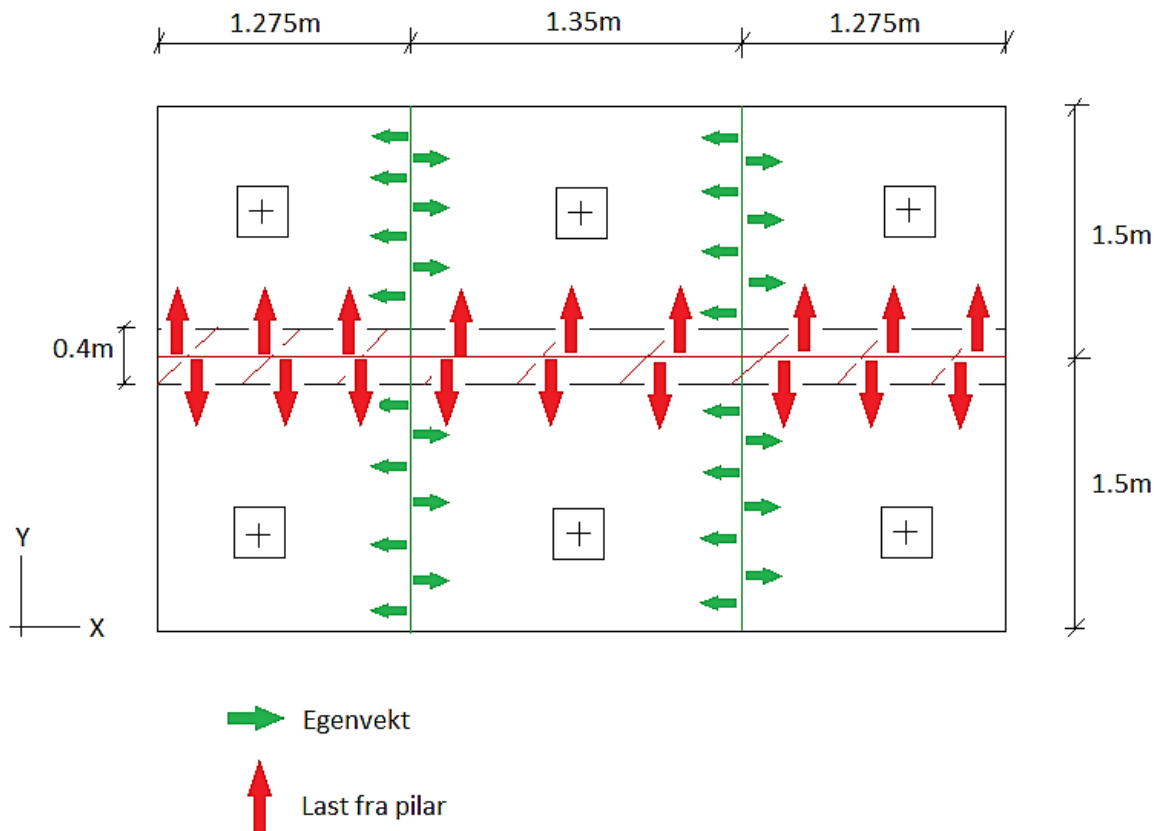
Figur 34: Pilar og sålefundament

Fra vedlegg O ser vi at størrelsen på sålefundamentet bør være som vist i figur 34 over.

Alle sålefundamenter er dimensjonert likt, og dimensjoneres etter pilaren som medfører størst bruddlast.

4.8.1 Laster:

Med antatt peleplassering vil lastene fordele seg som vist i figur 35. Grønne piler representerer egenvekt av sålefundamentet og røde piler representerer last fra pilar.



Figur 35: Lastfordeling, sålefundament

Det er sett på lastbilde i både x- og y-retning. I x-retning vil last fra pilar og egenlast fra sålen virke som en jevnt fordelt last. I y-retning vil last fra pilar regnes som en konsentrert last mens egenlast fra sålen vil virke som en jevnt fordelt last.

Last fra pilar vil omfatte last fra bruplate til pilar, og egenvekt av pilar:

Bruddlast fra pilar:

- 2606kN fra bruplate
- 394.87kN fra egenvekt av pilar
 - $(25\text{kN/m}^3 \times 7.5\text{m} \times 3.9\text{m} \times 0.4\text{m}) \times 1.35$

Bruddlast fra pilar er lik 3001kN. Fordelt på en lengde lik 3.9m og bredde lik 0.4m, vil den utgjøre en jevnt fordelt last på 1923.7kN/m^2 .

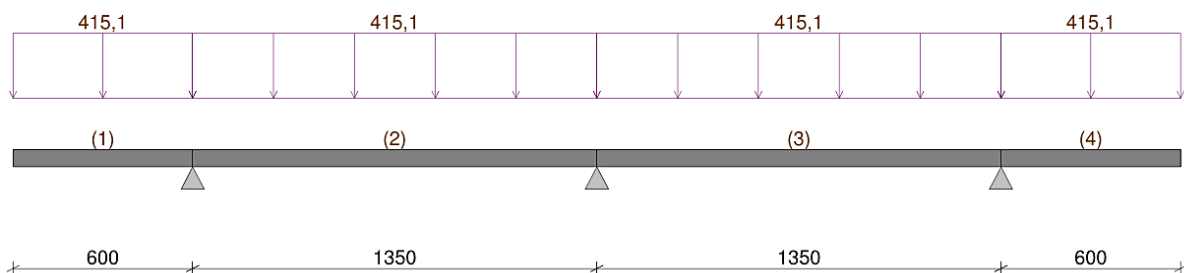
Med lastfaktor 1.35 for egenvekt, er dimensjonerende egenlast til sålefundamentet lik:

- 20.25kN/m^2
 - $(25\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m}) \times 1.35$

4.8.2 Lastbilde:

X-retning:

I x-retning deles last fra pilar på to, da den virker over to pelerekker. Den ganges så med en bredde på 0.4m for å få jevnt fordelt last i x-retning. Dimensjonerende last fra pilar er da 384.7kN/m . Egenlast fra sålen ganges med en bredde på 1.5m Dimensjonerende egenlast er da 30.4kN/m . Den totale bruddlasten er 415.1kN/m , over hver pelerekke i x-retning.

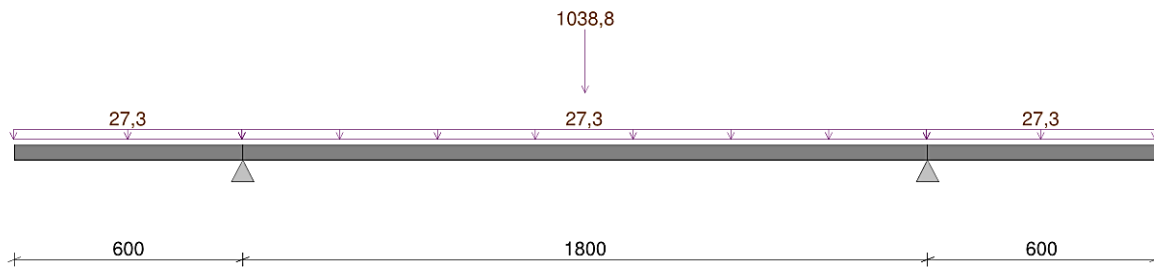


Figur 36: Bruddlast på sålefundament i x-retning

Fra vedlegg P finner vi at største feltmoment er lik 28.6kNm og største støttemoment er lik 74.7kNm . Disse verdiene brukes for å bestemme nødvendig armering i x-retning.

Y-retning:

I y-retning ganges jevnt fordelt last, fra pilar, med en bredde lik 1.35m og en lengde lik 0.4m. Dimensjonerende punktlast fra pilar er da 1038.8kN. Egenlast fra sålen ganges med en bredde på 1.35m. Dimensjonerende egenlast er da 27.3kN/m.



Figur 37: Bruddlast på sålefundament i y-retning

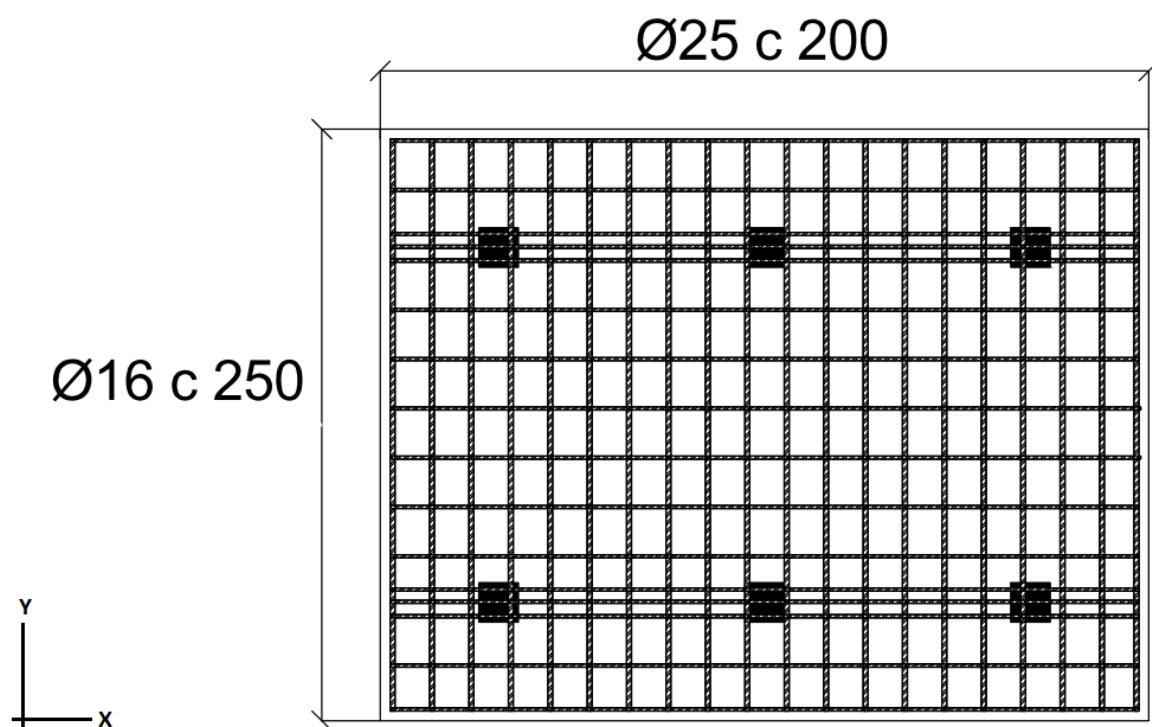
Fra vedlegg P finner vi at største feltmoment er lik 473.4kNm. Denne verdien brukes for å bestemme nødvendig armering i y-retning. Grunnet høy punktlast og lav jevnt fordelt last oppstår kun et støttemoment lik 4.9kNm.

4.8.3 KAP: Armering i sålefundament:

Det er antatt at pelene stikker omtrent 100mm opp i sålen. I tillegg til armering i x- og y-retning, legges det inn $\text{Ø}16$ endebøyler med senteravstand lik 250mm. Utregninger for armeringsmengde finnes i vedlegg P.

Underkantarmering:

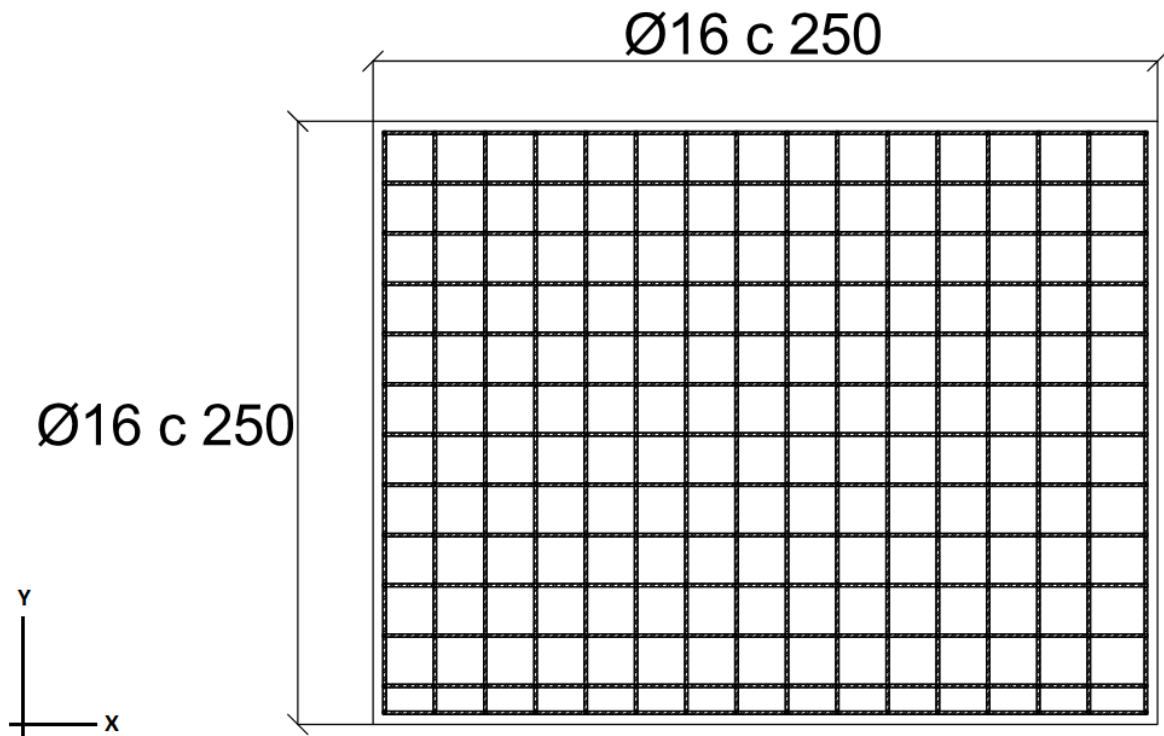
Velger å bruke $\text{Ø}16$ i x-retning og $\text{Ø}25$ i y-retning. Dette fordi feltmomentet er lavt i x-retning og høyt i y-retning. I x-retning er det nødvendig med $5\text{Ø}16$ per meter. Det medfører en senteravstand på 250mm. Det er i tillegg lagt 3 stenger ekstra over hver pelerekke for å fordele lasten bedre til hver pel. I y-retning er det nødvendig med $6\text{Ø}25$ per meter. Det medfører en senteravstand på 200mm.



Figur 38: Underkantarmering i sålefundament

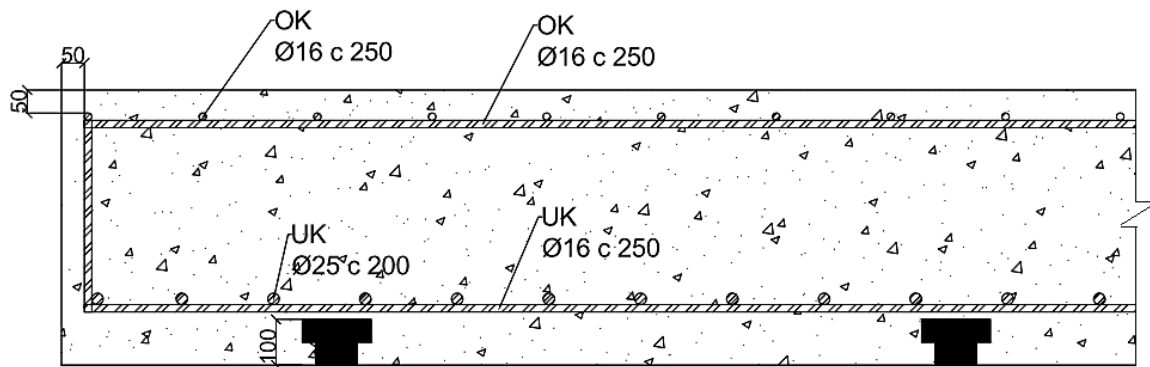
Overkantarming:

Velger å bruke Ø16 i både x- og y-retning. I x- og y-retning er det nødvendig med 5Ø16. Det medfører en senteravstand på 250mm for begge retninger.



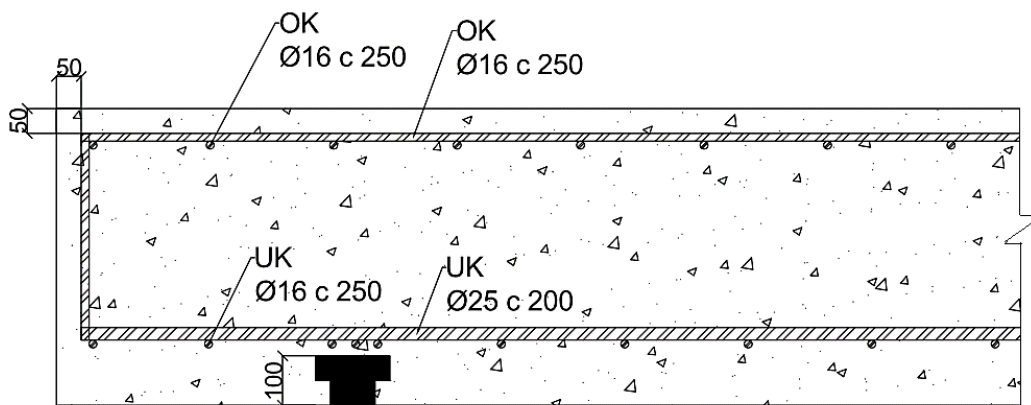
Figur 39: Overkantarming i sålefundament

Snitt i x-retning:



Figur 40: Snitt av sålefundament i x-retning

Snitt i y-retning:



Figur 41: Snitt av sålefundament i y-retning

4.8.4 Kap: Sideveis forskyvning:

Horisontal last fra seismisk påvirkning kan forårsake en forskyvning av sålefundamentet i x- og/eller y-retning. Denne lasten må opptas. Lasten kan opptas ved å fylle opp masse rundt sålen, eller ved å bære noen av pelene på skrå.

Fra vedlegg N finner vi horisontal skjærkraft fra seismisk påvirkning. Den er 166.1kN i x-retning og virker over et areal på 1.8m². I y-retning er den 185.4kN og virker over et areal på 2.34m².

Dersom det fylles opp med masser rundt sålefundamentet må disse kunne motstå et trykk på 92.3kN/m² i x-retning og 79.2kN/m² i y-retning. Siden det snakk om store krefter som skal opptas, vil nok den beste løsningen være å skråpele.

4.9 Kap: Brems-, akselerasjons- og sidelast

Denne oppgaven tar ikke for seg dimensjonering av landkarene. Brems-, akselerasjons- og sidelast er utregnet i vedlegg Q og landkar må dimensjoneres for disse lastene.

5 Diskusjon

Hovedformålet med denne oppgaven var å gjøre en tilstandsvurdering av en gammel bru, og se på hvilke tiltak som var hensiktsmessige å utføre. Det er gjort et litteraturstudium rundt bruinspeksjon, brukklassifisering og prosjektering av nye bruer. I tillegg er det brukt enkle dataverktøy for statistiske analyser.

Ved armeringsberegning av de ulike elementene i oppgaven er det prøvd å være konsekvent ved valg av stangdiameter og seteravstand. Gjennom oppgaven er det kun brukt Ø12, Ø16 og Ø25 i de ulike elementene. Dette er dimensjoner som er mye brukt i byggindustrien og enkelt å få tak i. Ved valg av senteravstand mellom armeringsjern, er det valgt senteravstander slik at det skal "gå opp på meteren". Dette fordi det medfører en enklere oppgave for den utførende part.

Dette gjør imidlertid at tverrsnittene ikke blir kostnadseffektive med tanke på armeringsmengde, eller optimalisert med tanke på utnyttelse. Ved å velge stangdiameter og senteravstand nærmere nødvendig og tillatt grense, vil tverrsnittene bli mer kostnadseffektive og optimalisert. Det kan også ved bruk av avansert dataverktøy, hvor det er mulig å se på en full modell av brua med dynamiske laster, være mulig å gjøre optimaliseringer.

Etter denne oppgaven ble påbegynt har Statens Vegvesen kommet med endringer og tilføyelser til sin Håndbok R412-Bruklassifisering. Endringene og tilføyelsene gjør at brukslasten aksellast/totalvekt utgår i sin helhet. I tillegg skal eksisterende bruer nå kontrolleres for brukslasten motorredskap og spesialtransport. Motorredskaper kontrolleres for 12 tonn aksellast og 65 tonn totalvekt, mens spesialtransport kontrolleres for 12 tonn aksellast og 100 tonn totalvekt. Dette medfører ingen endringer av brukklassifiseringen som er gjort av Husmo bru, da kapasiteten er svært lav.

Ved beregning av seismisk påvirkning er *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger* brukt. Det er valgt seismisk klasse III, som representerer veg- og gangbruer.

I slutfasen av oppgaven ble det oppdaget en egen standard for seismisk påvirkning på bruer, *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 2: Bruer*. Selv om det er brukt en standard for bygninger, er det valgt seismisk klasse III, som er en alvorlig seismisk klasse (sykehus er klasse IV). Det er valgt å ikke gjøre nye seismiske beregninger, da jordskjelv ikke er hovedfokus i denne oppgaven.

For at inspeksjonen av Husmo bru skulle bli nøye og systematisk utført, ble det før inspeksjonen laget et sjekkhefte. Sjekkheftet gjør det enkelt å registrere skader og mangler under bruinspeksjon. Heftet er i denne oppgaven tilpasset inspeksjon av Husmo bru, men kan også tilpasses ved bruk under andre inspeksjoner. Siden heftet kun er brukt under én inspeksjon, kan det vise seg, ved bruk under flere inspeksjoner, å ha mangler og forbedringspotensial som må utbedres. Sjekkheftet finnes i vedlegg R.

Selve inspeksjonen av brua ble utført januar 2018. Dette, i tillegg til å ikke ha tilgang på lift eller lang nok stige, gjorde det umulig å inspisere alle elementer nært visuelt. Rapporten fra inspeksjonen tar for seg de aller viktigste delene av brua, men gir ikke et fullstendig bilde av skadeomfanget.

Under brukklassifisering av Husmo bru ble det oppdaget en enkel men konservativ metode for å sjekke kapasiteten til brua. Metoden går ut på å kontrollere det lengste spennet på brua som en fritt opplagt bjelke, med de laster som er gitt i Håndbok R412. En kontinuerlig bjelke vil minst ha ett støttemoment som gir den like mye eller større kapasitet enn fritt opplagte bjelker. Derfor vil en bru, som for eksempel tåler Bk 10/60 som fritt opplagt, kunne klassifiseres til Bk 10/60. Metoden er derimot begrenset til bruer med én kjørebane.

Bruklassifiseringen av Husmo bru viste at brua bør klassifiseres til 4 tonn aksellast og 9 tonn totalvekt. Da det ble sett på hvilke tiltak som var hensiktsmessige å utføre ble det valgt en utskiftning av den eksisterende brua. Dette ble valgt, hovedsakelig på grunn av alder på brua, skadene som ble observert, framtidig levetid og samfunnsnyttighet. Valget falt på å dimensjonere en ny plasstøpt betongbru.

Det er rimelig å anta at Husmo bru, bygget i 1923, faller under underklasse 2 fra lastklasse 1920. «Bruklassifisering: Lastforskrifter 1920 - 1973 og brunormaler 1912 – 1958» viser at underklasse 2 er dimensjonert for 5 tonn aksellast og 10 tonn totalvekt. Hvis Husmo bru hadde vært skadefri i dag, og vi ser på resultatene fra bruklassifiseringen, ville den vært klassifisert til 5 tonn aksellast og 11.25 tonn totalvekt. Dette samsvarer svært godt med hva den en gang var dimensjonert for, med tanke på at lastklasse 1920 er uten dynamiske tillegg.

Selv om det var en mulighet å se på reparasjons- og forsterkningsmuligheter av den eksisterende brua, ble dette ikke prioritert etter resultatene fra inspeksjon og bruklassifisering. Om det bygges ny bru, eller om den eksisterende brua repareres og forsterkes, er det snakk om omfattende arbeid. I og med at oppgaven ikke omhandler kostnadsestimater, er det derfor vanskelig å si hva som vil være det mest kostnadseffektive alternativet.

Oppgaven tar for seg én måte å løse problematikken rundt Husmo bru. Det er både fordeler og ulemper med måten som er valgt:

Fordeler:

- Det er tid til planlegging, slik at stengetid, både for brukerne av brua og jernbanen, kan koordineres godt. I tillegg kan byggeprosessen deles i trinn.
- En plasstøpt konstruksjon har mulighet for å tilpasses der hvor teori og praksis ikke samsvarer fullstendig.
- En ny betongbru har god bestandighet, vil ha lang levetid og ha lavt vedlikeholdsbehov.

Ulemper:

- Det er ikke tatt hensyn til hvilken måte som er mest kostnadseffektiv.
- Bruk av for eksempel pre-fab elementer vil korte ned stengetiden.
- Det er ikke sett på om reparasjon og forsterkning av eksisterende bru er mulig og i så fall hensiktsmessig.
- Det er ikke sett på hva som vil være den mest miljøvennlige løsningen.

6 Konklusjon

Under inspeksjonen av Husmo bru ble det avdekket store skader og mangler. Toppflensen på hovedbjelkene er kraftig korrodert og medfører nedsatt bæreevne på grunn av tverrsnittreduksjon. Landkarene har sprekker i sideveggene og rundt de innstøpte hovedbjelkene. Rekkverket er ikke i henhold til dagens krav og har deformasjons- og bruddskader. Både landkarene og rekkverket medfører en fare for trafikanter. Det er dyp sporslitasje og oppstikkende spiker i slitelaget. Ut fra rapporten anbefales omfattende reparasjoner eller at brua fjernes og erstattes av ny.

Bruklassifiseringen konkluderer med at Husmo bru kan teoretisk klassifiseres til 5 tonn aksellast og 11.25 tonn totalvekt. På grunn av alder, skader og mangler som er avdekket, velges det å klassifisere Husmo bru til 4 tonn aksellast og 9 tonn totalvekt.

Tilstandsvurderingen av Husmo bru, etter inspeksjon og brukklassifisering, tilsier at den beste løsningen vil være en utskiftning av eksisterende bru.

Den nye brua som er prosjektert er en betongbru, hvor alle elementer har betongkvalitet B35 og stålkvalitet B500NC. Bruplate, pilarer og sålefundament er dimensjonert, med nødvendige tegninger av detaljer og armering.

Oppgaven har vært interessant, svært lærerik og gitt mersmak for å arbeide med bruer. I starten var kunnskapen rundt bruer minimal. Gjennom litteraturstudium, veiledning og strukturert arbeid har kunnskapen økt betraktelig. Når man som ingeniør, senere i livet, blir møtt med utfordringer knyttet til bruer, er dette en god erfaring å ha. Selv om noen temaer knyttet til prosjektering av bruer ikke ble løst, er mestringsfølelsen etter å ha fullført denne masteroppgaven stor.

7 Videre arbeid

Forslag til hva som kan gjøres videre på oppgaven:

Kostnadsestimat:

- Kostnadsestimat for rivning av eksisterende bru
- Kostnadsestimat for ny bru
- Kostnadsestimat for andre løsninger
 - Reparasjon/forsterkning av eksisterende bru
 - Annen type bru enn plasstøpt betongbru

Dimensjonering:

- Dimensjonering av peler
 - For å oppta vertikale og horisontale krefter
- Dimensjonering av landkar

Valg av material og brutype ved prosjektering av ny bru:

- Betong
 - Pre fabrikkerte elementer
- Tre/stål
 - Samvirke bru

Kontroll av utmatting:

- Bestemme gjenværende levetid på eksisterende bru
- Bestemme levetid på prosjektering av ny bru

Videre arbeid på enkel sjekk og sjekkhefte:

- Sjekke om enkel sjekk kan brukes/forbedres til bruk ved to- og treveis bruer
- Finne endringer/forbedringer som må gjøres i sjekkheftet for bruinspeksjon

8 Referanser:

- [1] Standard Norge. Eurokode: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- [2] Standard Norge. Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.
- [3] Standard Norge. Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklast på bruer* NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
- [4] Standard Norge. Eurokode 8: *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, NS-EN 1998-1:2004+NA2008.
- [5] Standard Norge. Eurokode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.
- [6] Standard Norge. Eurokode 3: *Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008.
- [7] Statens vegvesen. *Håndbok R412: Bruklassifisering*, Norge. Vegdirektoratet, 2003 + 2018.
- [8] Statens vegvesen. *Håndbok 239: Bruklassifisering – Lastforskrifter 1920-1973 og brunormaler 1912-1958*, Norge. Vegdirektoratet, 2014.
- [9] Statens vegvesen. *Håndbok N400: Bruprosjektering – Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*, Norge. Vegdirektoratet, 2015.
- [10] Statens vegvesen. *Håndbok V441: Inspeksjonshåndbok for bruer*, Norge. Vegdirektoratet, 2014.
- [11] Statens vegvesen. *Håndbok N100: Veg- og gateutforming*, Norge. Vegdirektoratet, 2014.
- [12] Statens vegvesen. *Håndbok N101: Rekkverk og vegens sideområder*, Norge. Vegdirektoratet, 2014.
- [13] Statens vegvesen. *Håndbok V161: Brurekkverk*, Norge. Vegdirektoratet, 2016.

- [14] Statens vegvesen. «*Statens vegvesens håndbøker inndelt etter hovedtema og med nytt nummersystem*», Norge. Vegdirektoratet 2014.
- [15] Schlaich, J. Schafer, K. og Jennewein, M., 1987. *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*. I: PCI journal. Vol 32, No.3.
- [16] Tuchsherer, R.G., Birrcher, D.B., Bayrak, O., 2011. *Strut-and-tie model design provisions*. 1. red.
- [17] Larsen, P. K., 2010. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 2 red. Trondheim: Tapir akademiske forlag.
- [18] Statens vegvesen. «*Om håndbøkene*», 2018. Fra:
<https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/om-handbokene>
- [19] Statens vegvesen. «*Bruhåndbøker*». Hentet fra:
<https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer/Bruhandboker>
- [20] Wikipedia. «*Grensetilstandmetoden*», 2017. Hentet fra:
<https://no.wikipedia.org/wiki/Grensetilstandsmetoden>
- [21] Wikipedia. «*Bilens historie*», 2018. Hentet fra:
https://no.wikipedia.org/wiki/Bilens_historie
- [22] Statistisk sentralbyrå. «*Registrerte kjøretøy, 2016*», 2017. Hentet fra:
<https://www.ssb.no/transport-og-reiseliv/statistikker/bilreg/aar/2017-03-28#content>
- [23] Standard.no. «*Eurokoder*». Hentet fra:
<http://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
- [24] Bane Nor, teknisk regelverk. «*Bruer og konstruksjoner/Prosjektering og bygging/Overgangsbruer*», 2018. Hentet fra:
https://trv.jbv.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Overgangsbruer

- [25] Sletten Byggdata. «*Programmer*». Hentet fra:
<http://www.ove-sletten.no/programmer.htm>
- [26] Statens vegvesen. *Vedlegg til Håndbok R412 – Endringer og tilføyelser*. 2018.
Hentet fra:
https://www.vegvesen.no/attachment/2120473/binary/1227650?fast_title=Vedlegg+til+h%C3%A5ndbok+R412+Bruklassifisering+-+Endringer+og+tilf%C3%B8yelser.pdf
- [27] Norconsult Informasjonssystemer. «*ISY Design og ISY G-prog Teknikk*». Hentet fra:
<https://www.nois.no/produkter/bim/isy-design/>
- [28] Statens vegvesen. *Statens vegvesens håndbøker inndelt etter hovedtema med nytt nummersystem*, Norge. Vegdirektoratet, 2014

Vedlegg A

- Egenlast eksisterende bru

Egenvekter:

- Ståltrekkverk: 0.5 kN/m (Håndbok R412, 4.1.1)
- Slitelag i tre: 8 kN/m³ (Håndbok R412, 4.1.1)
- Brudekke i tre: 8 kN/m³ (Håndbok R412, 4.1.1)
- INP380: 84 kg/m

Karakteristisk egenlast:

- Ståltrekkverk = 0.5 kN/m
- Slitelag i tre = 1.008 kN/m
 - Areal = 0.126 m²
 - Lengde = 1.8 m
 - Høyde = 0.07 m
- Brudekke i tre = 0.737 kN/m
 - ((0.16m x 0.08m x 1.8m) x 4)
 - 4 bjelker per meter
 - Bjelkens tverrsnittmål: 160mm x 80 mm
- INP380: 0.824 kN/m
 - 84kg x 9.81m/s²

Total karakterisk egenlast:

3.07kN/m ≈ **3.10 kN/m**

Total dimensjonerende egenlast:

1.15 x 3.07 kN/m ≈ **3.50 kN/m**

Vedlegg B

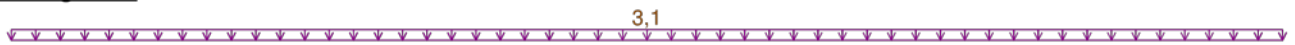
- Enkel sjekk, bruksklasse

BK 10:

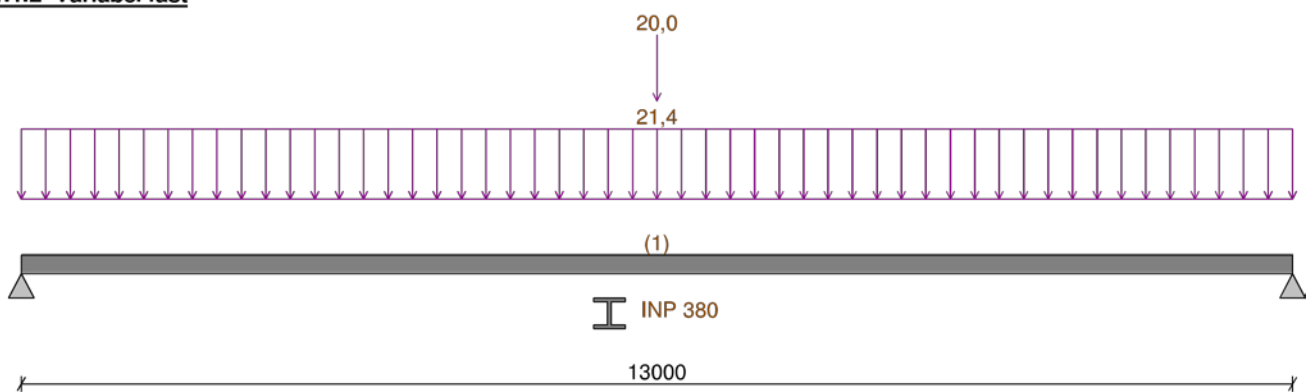
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

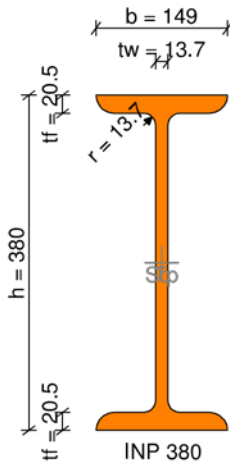
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
		mm						mm ⁴	mm ²	
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgemetrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	21,4	0	0,0
1	Punktlast 6 500		20,0	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

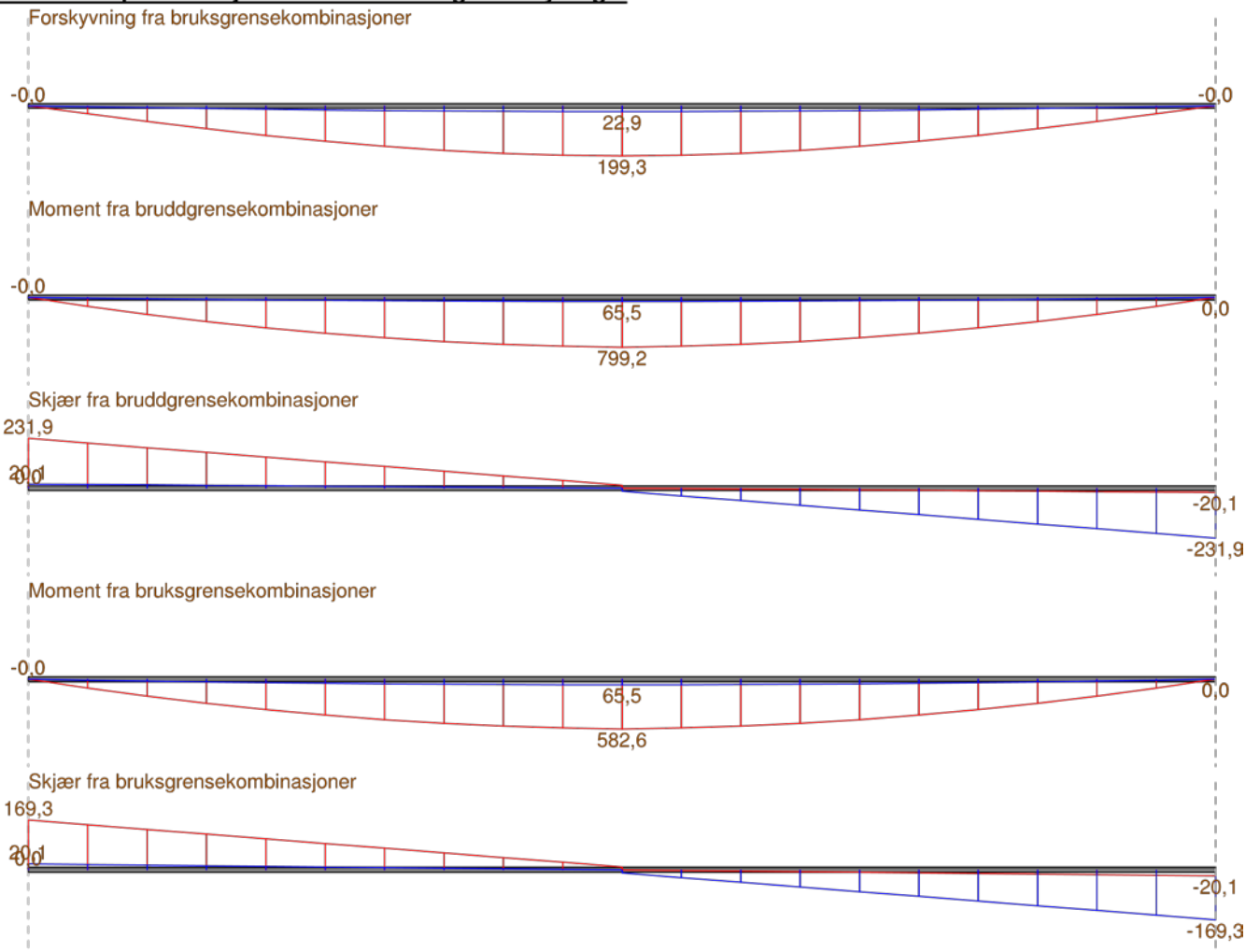
Felt	C1	C2	C3	zg
				mm
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



BK T8:

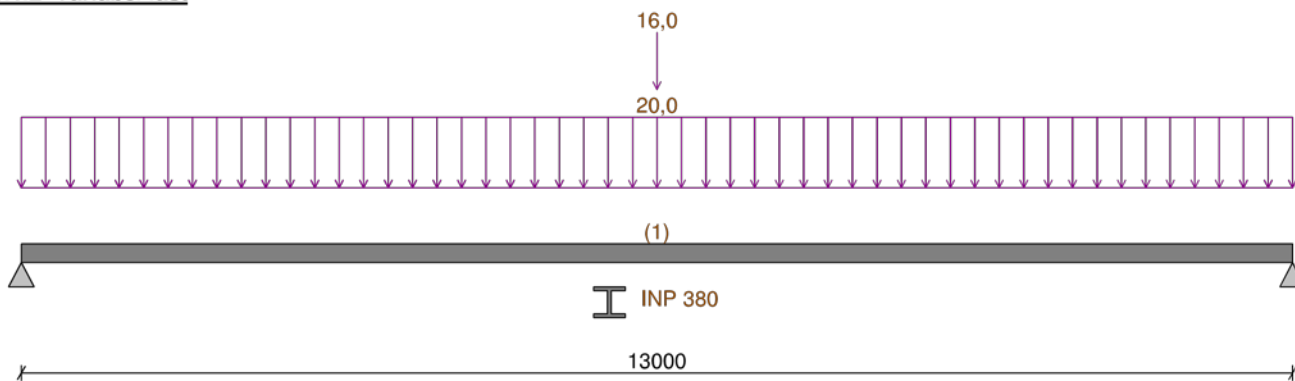
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

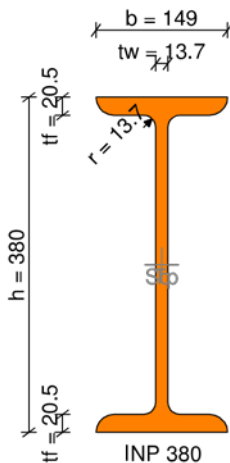
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	20,0	0	0,0
1	Punktlast 6 500	16,0	0	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

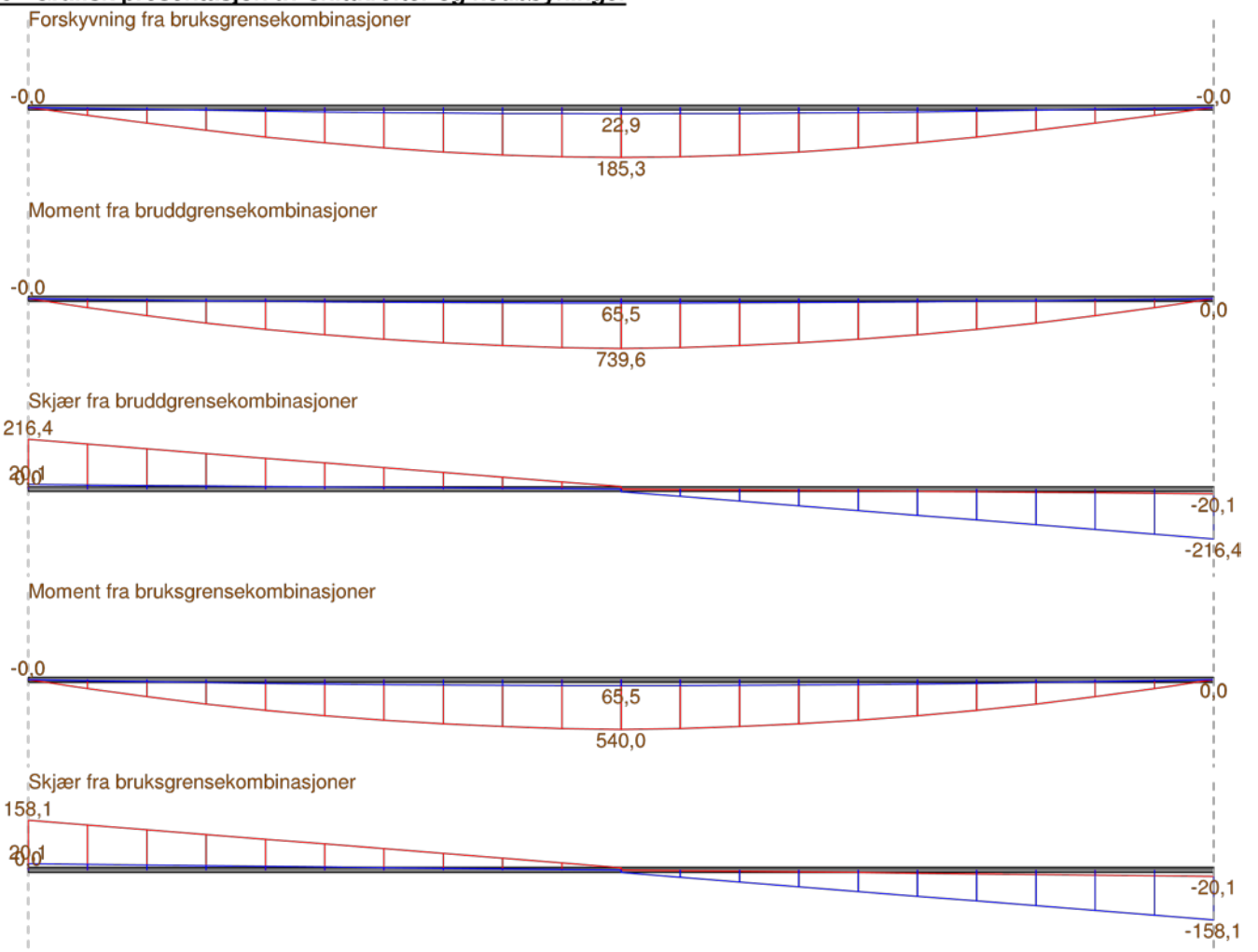
Felt	C1	C2	C3	zg
				mm
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

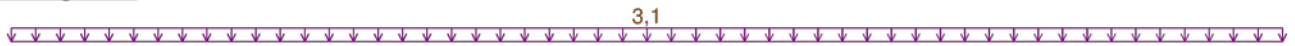


BK 8:

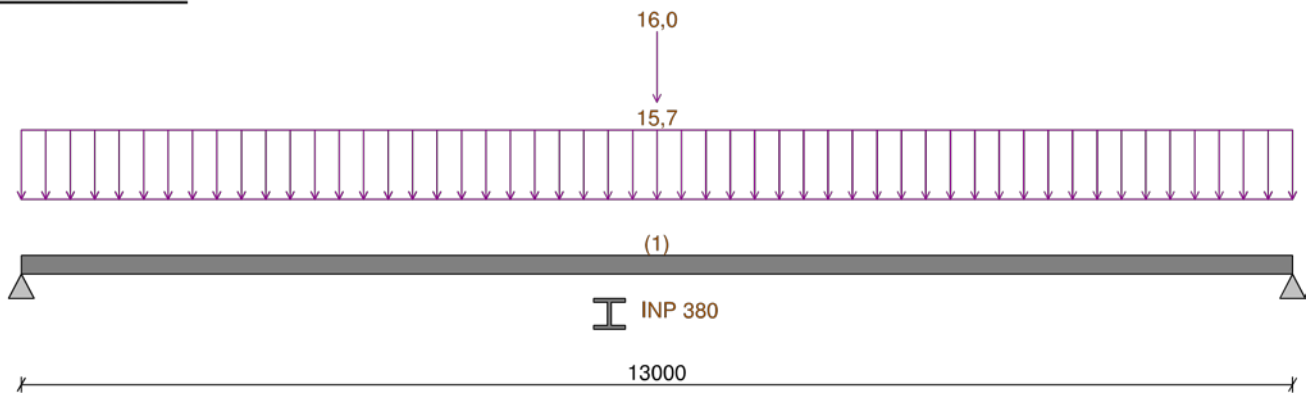
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

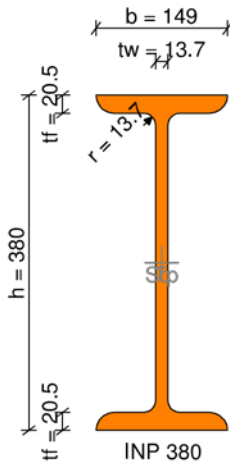
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgemetrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	15,7	0	0,0
1	Punktlast 6 500		16,0	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

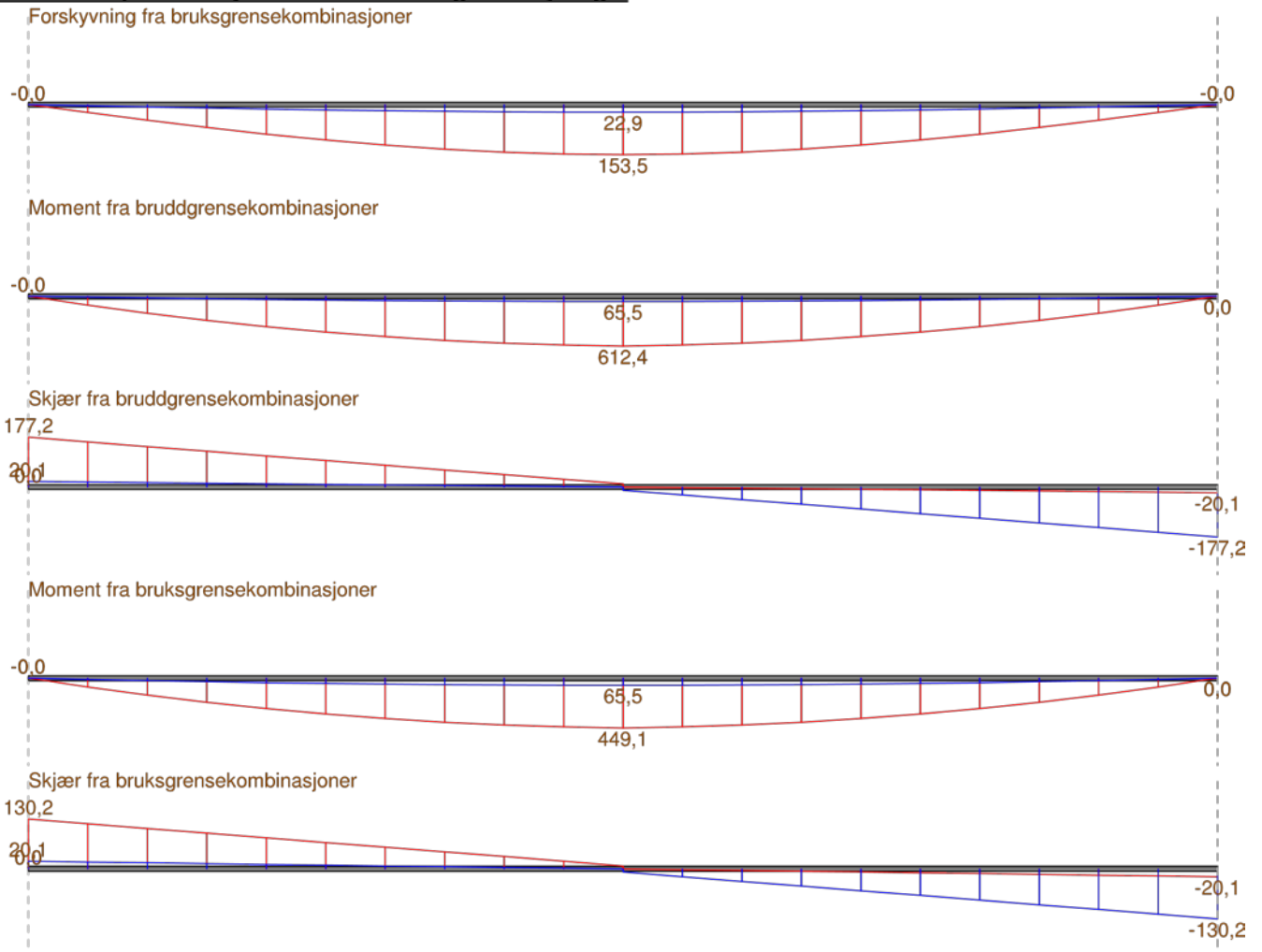
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

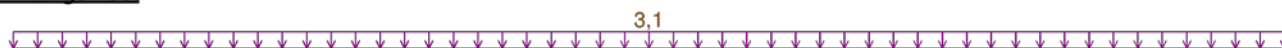


BK 6:

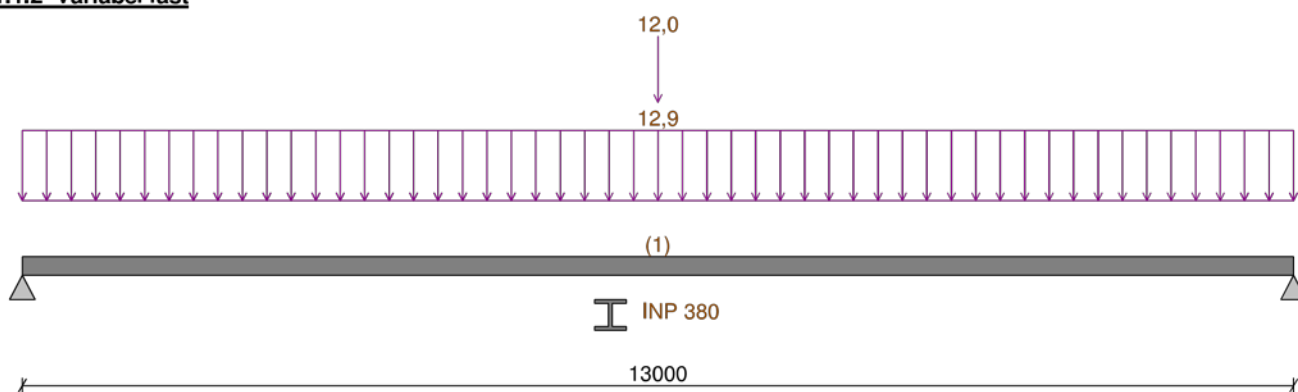
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

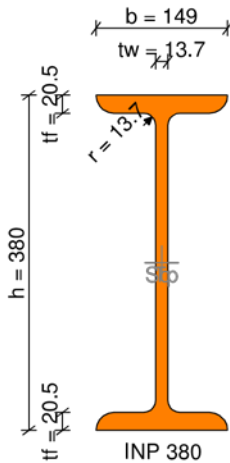
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgemetrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	12,9	0	0,0
1	Punktlast 6 500		12,0	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

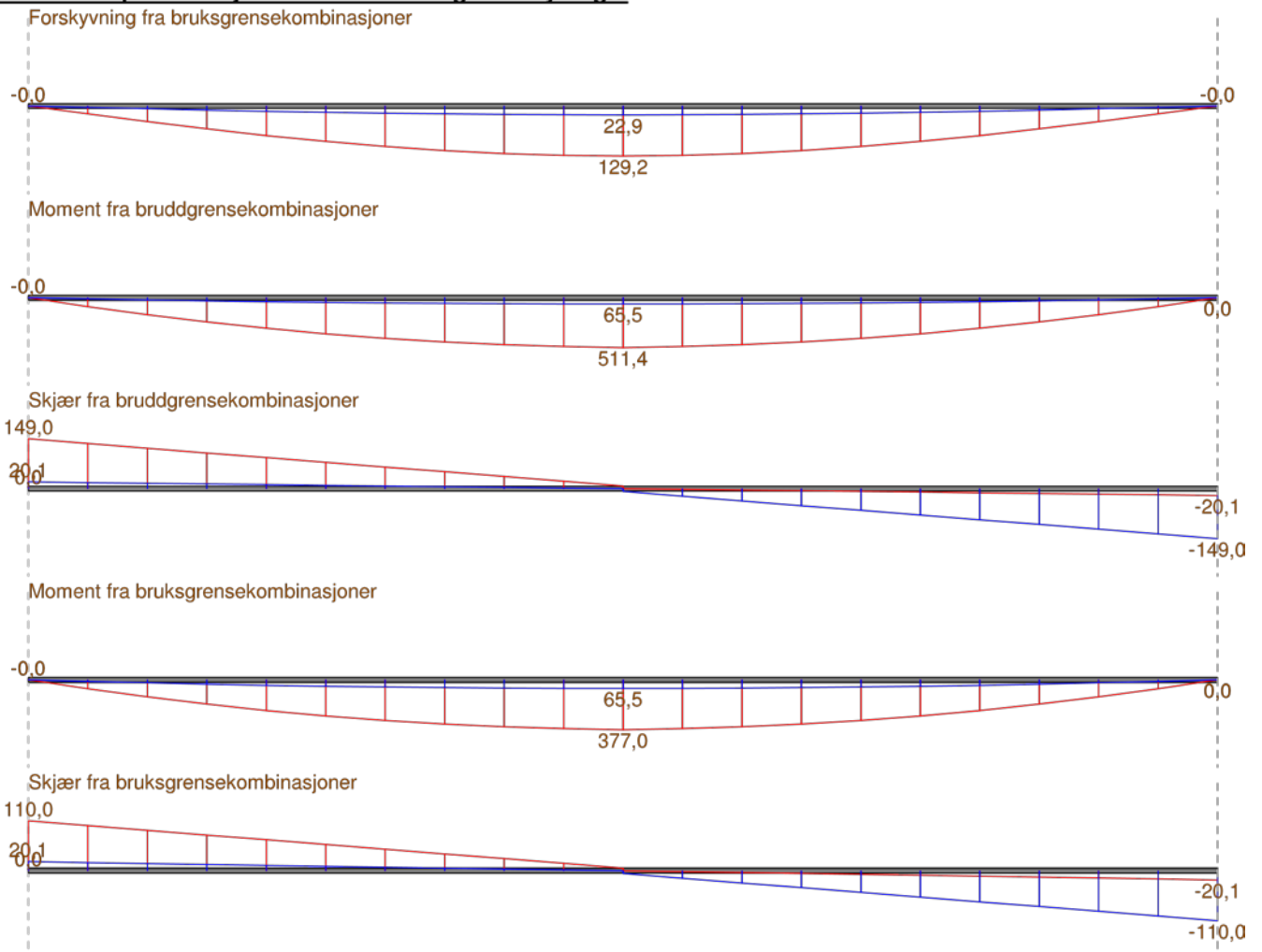
Felt	C1	C2	C3	zg
				mm
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



Vedlegg C

- Enkel sjekk, aksellast/totalvekt

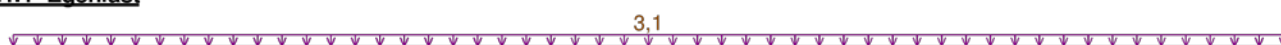
AT 5 tonn:

- Tilfelle 1

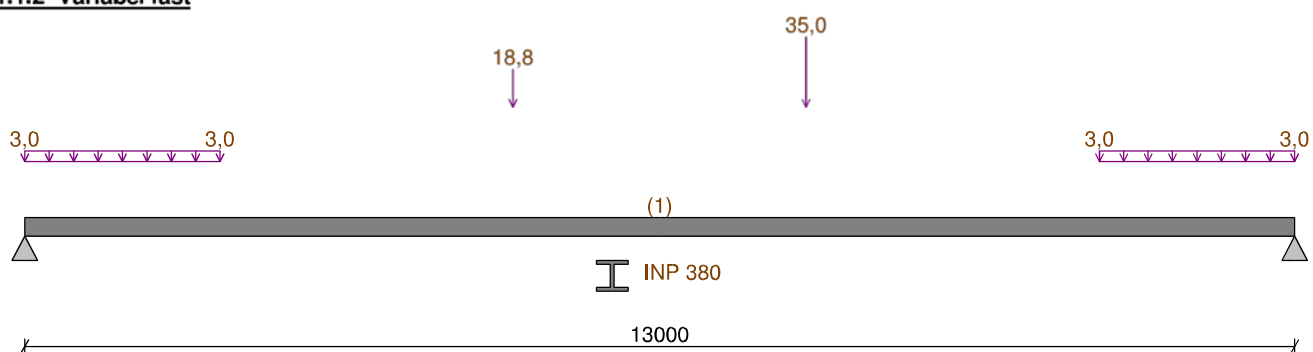
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilit tskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

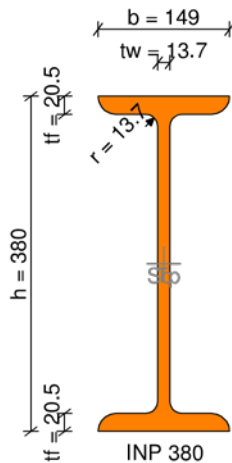
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
		mm							mm ⁴	mm ²
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmom nt om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	5 000	18,8	0	0,0
1	Punktlast	8 000	35,0	0	0,0
1	Trapeslast	0	3,0	2 000	3,0
1	Trapeslast	11 000	3,0	2 000	3,0

Felt : Feltnummer for lasten

Ltype : Type last

x1 : Avstand fra venstre ende i felt

q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)

x2 : Lastutbredelse

q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

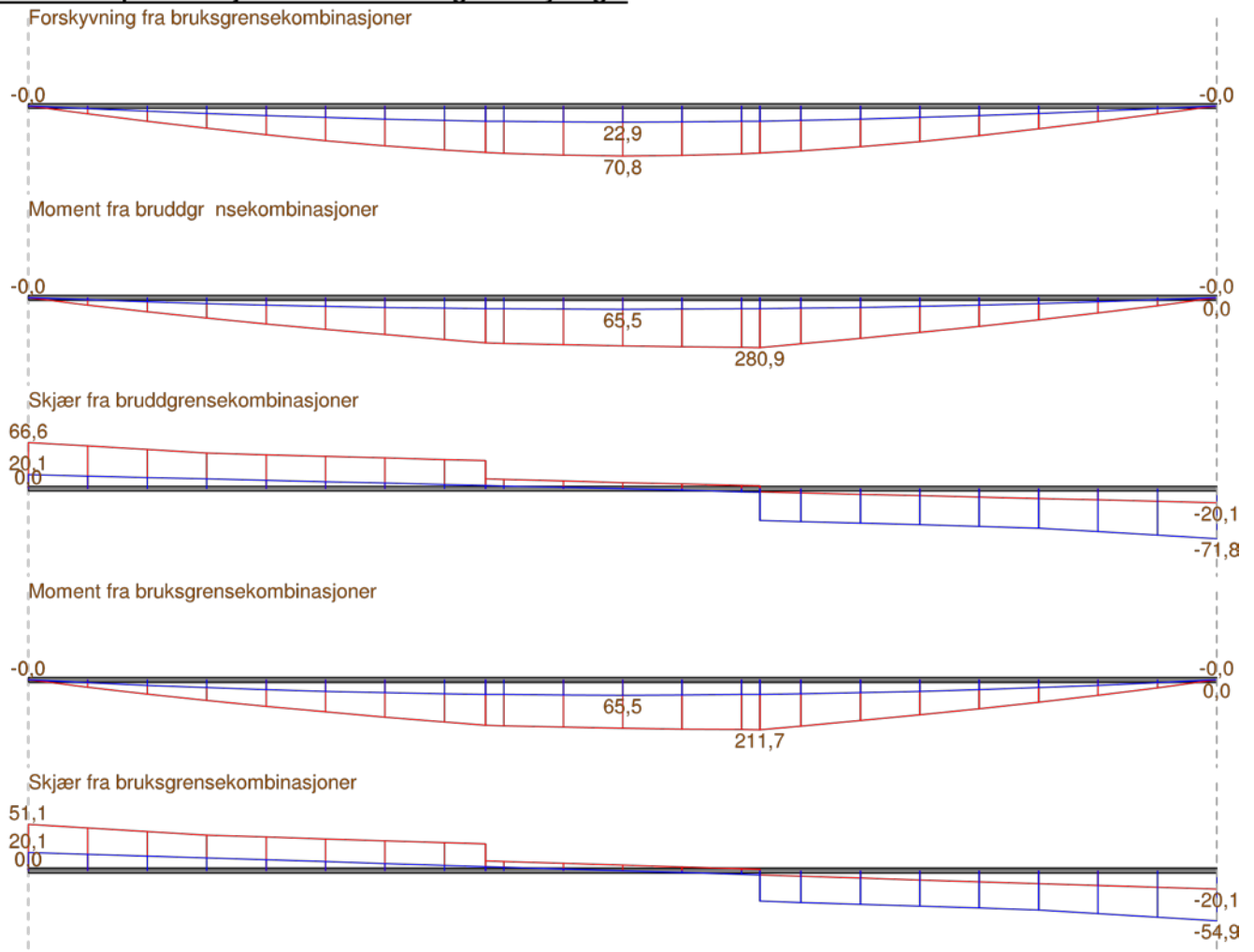
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



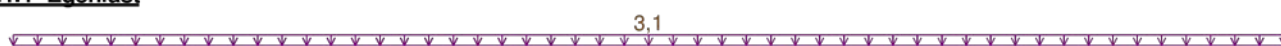
AT 5 tonn:

- Tilfelle 2

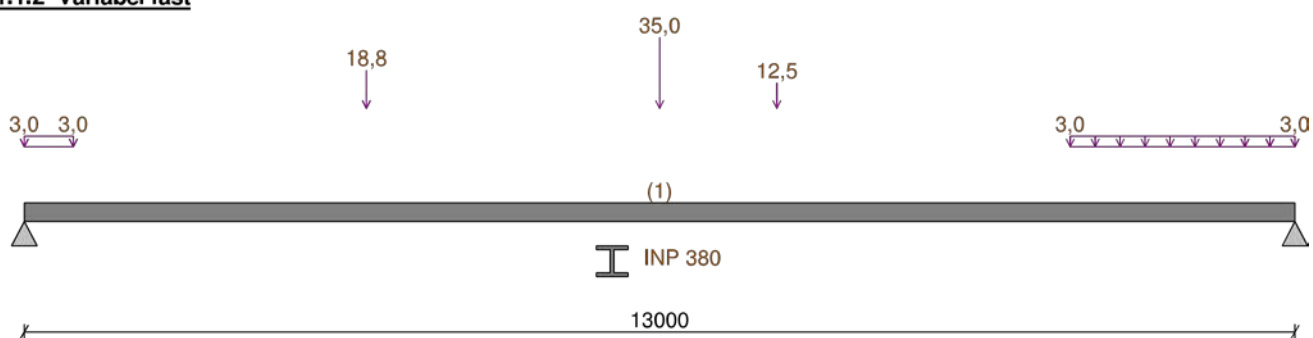
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

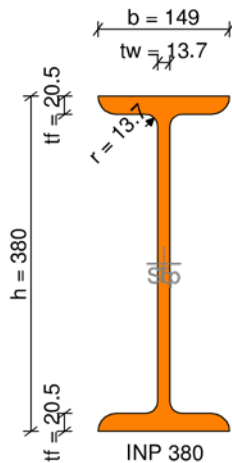
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm	mm						mm ⁴	mm ²	
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgemetrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4 Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	3 500	18,8	0	0,0
1	Punktlast	6 500	35,0	0	0,0
1	Punktlast	7 700	12,5	0	0,0
1	Trapeslast	0	3,0	500	3,0
1	Trapeslast	10 700	3,0	2 300	3,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

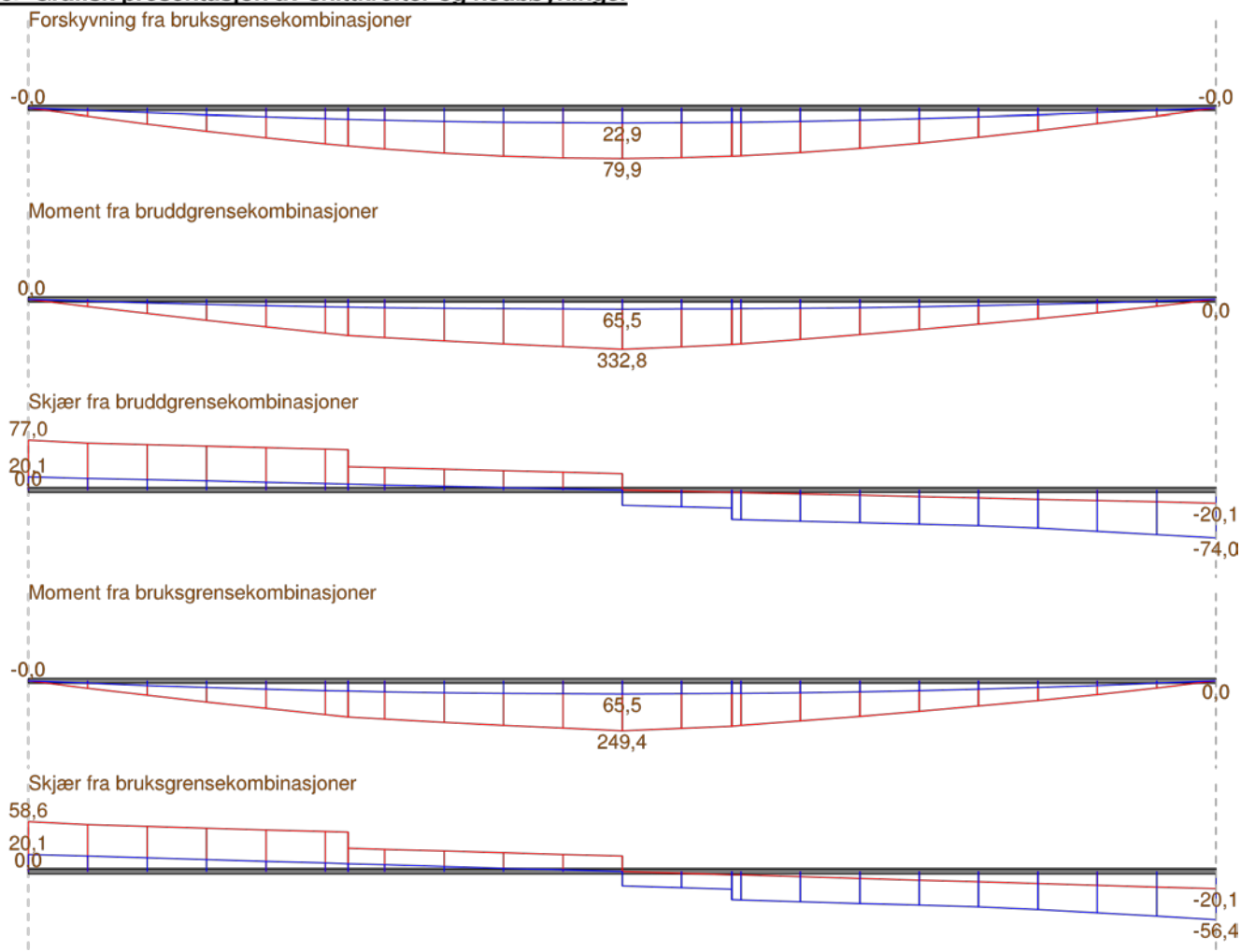
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
 C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
 C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
 zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



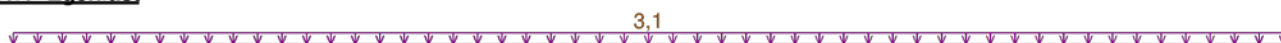
AT 4 tonn:

- Tilfelle 1

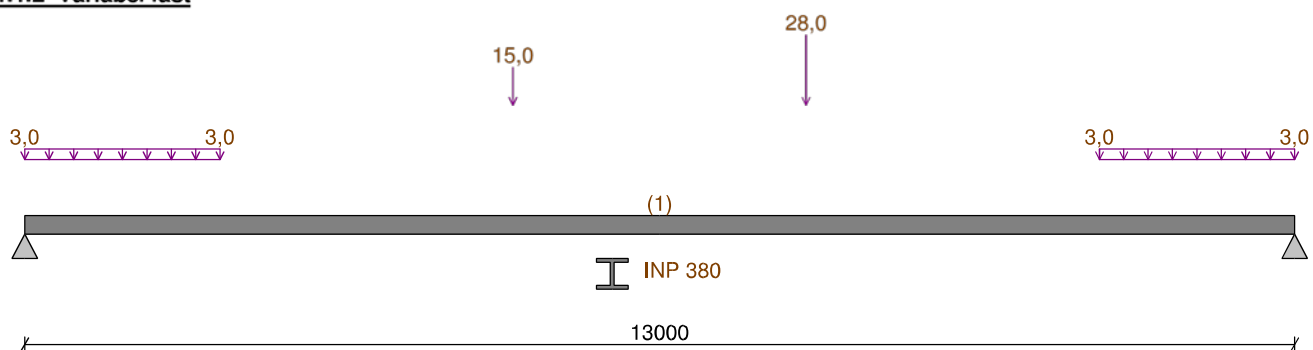
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilit tskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

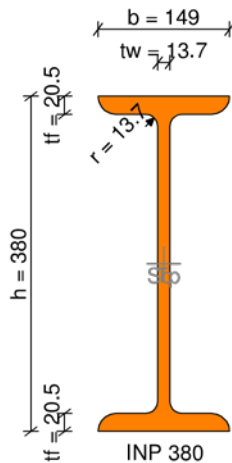
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm	mm						mm ⁴	mm ²	
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmom nt om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	5 000	15,0	0	0,0
1	Punktlast	8 000	28,0	0	0,0
1	Trapeslast	0	3,0	2 000	3,0
1	Trapeslast	11 000	3,0	2 000	3,0

Felt : Feltnummer for lasten

Ltype : Type last

x1 : Avstand fra venstre ende i felt

q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)

x2 : Lastutbredelse

q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

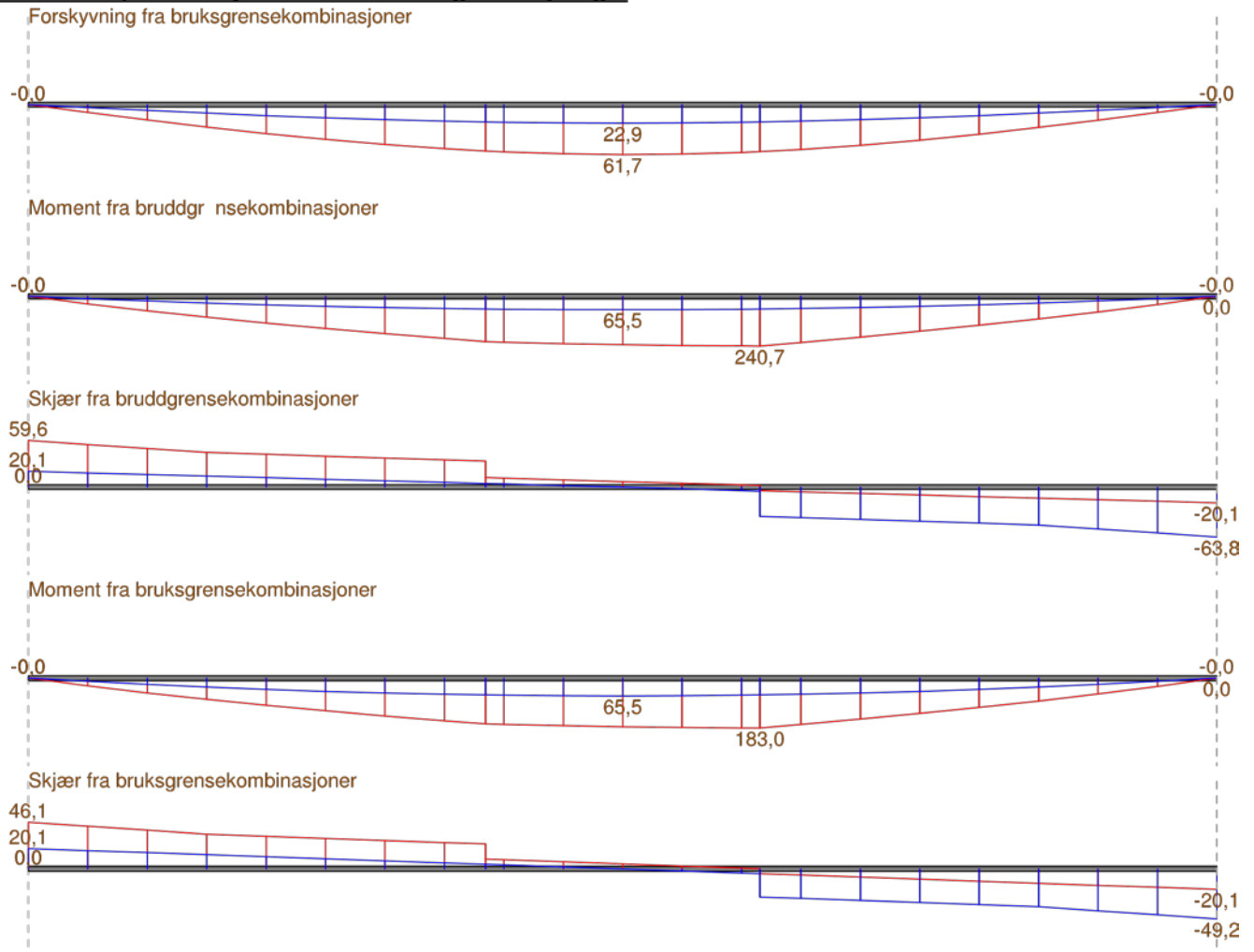
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



At 4 tonn:

- Tilfelle 2

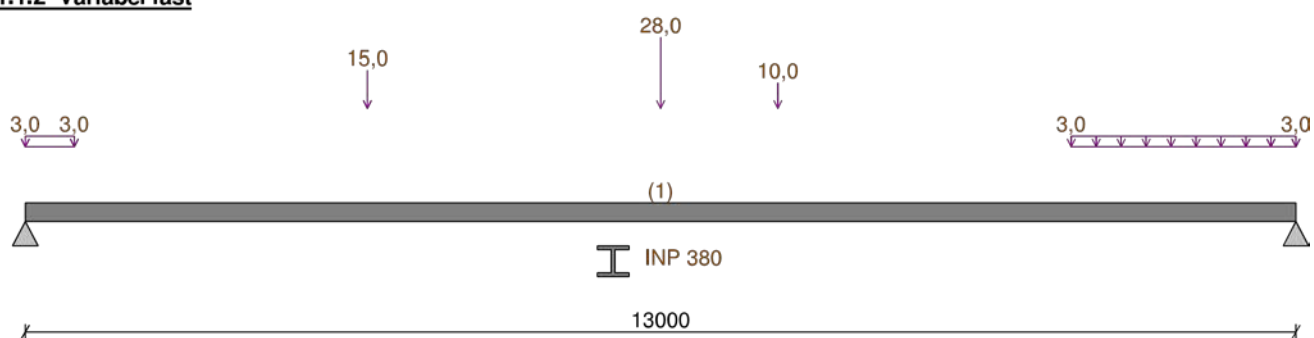
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

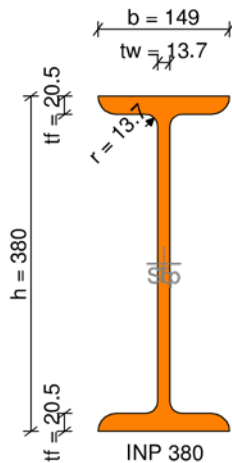
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
		mm							mm ⁴	mm ²
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgemetrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4 Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	3 500	15,0	0	0,0
1	Punktlast	6 500	28,0	0	0,0
1	Punktlast	7 700	10,0	0	0,0
1	Trapeslast	0	3,0	500	3,0
1	Trapeslast	10 700	3,0	2 300	3,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

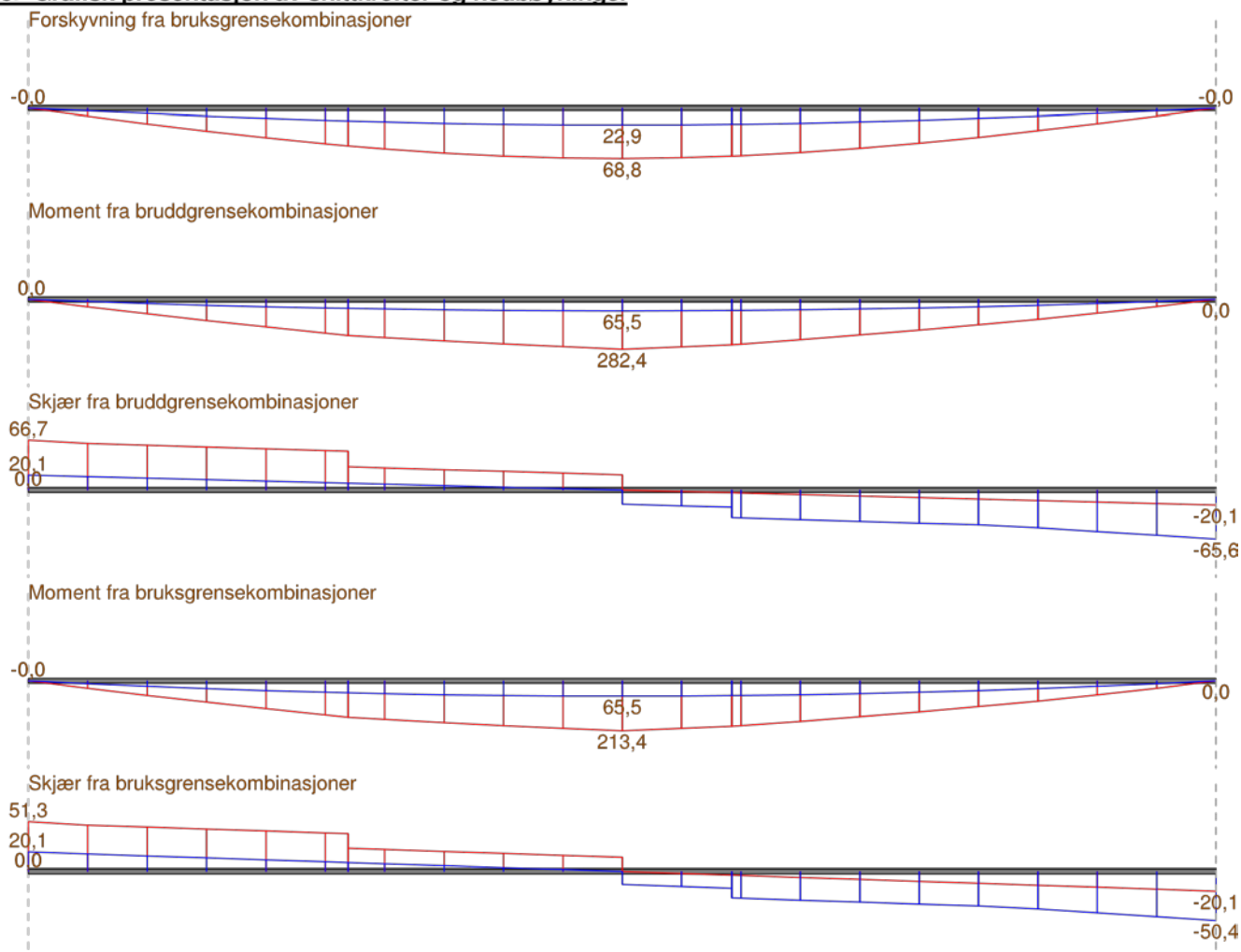
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
 C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
 C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
 zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



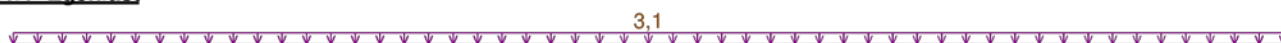
AT 3 tonn:

- Tilfelle 1

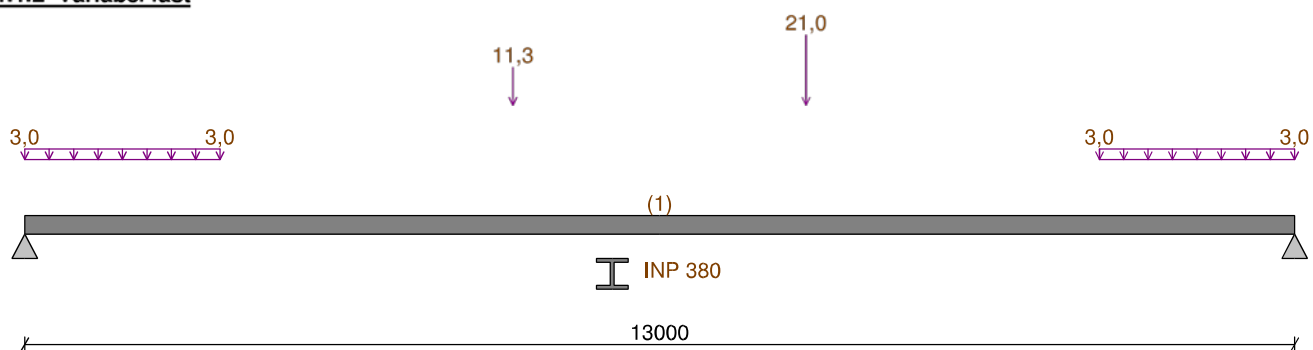
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilit tskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

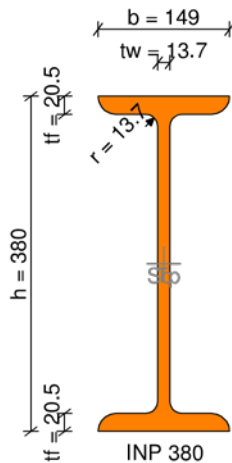
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
		mm							mm ⁴	mm ²
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgemetrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmom nt om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	5 000	11,3	0	0,0
1	Punktlast	8 000	21,0	0	0,0
1	Trapeslast	0	3,0	2 000	3,0
1	Trapeslast	11 000	3,0	2 000	3,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LtNavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

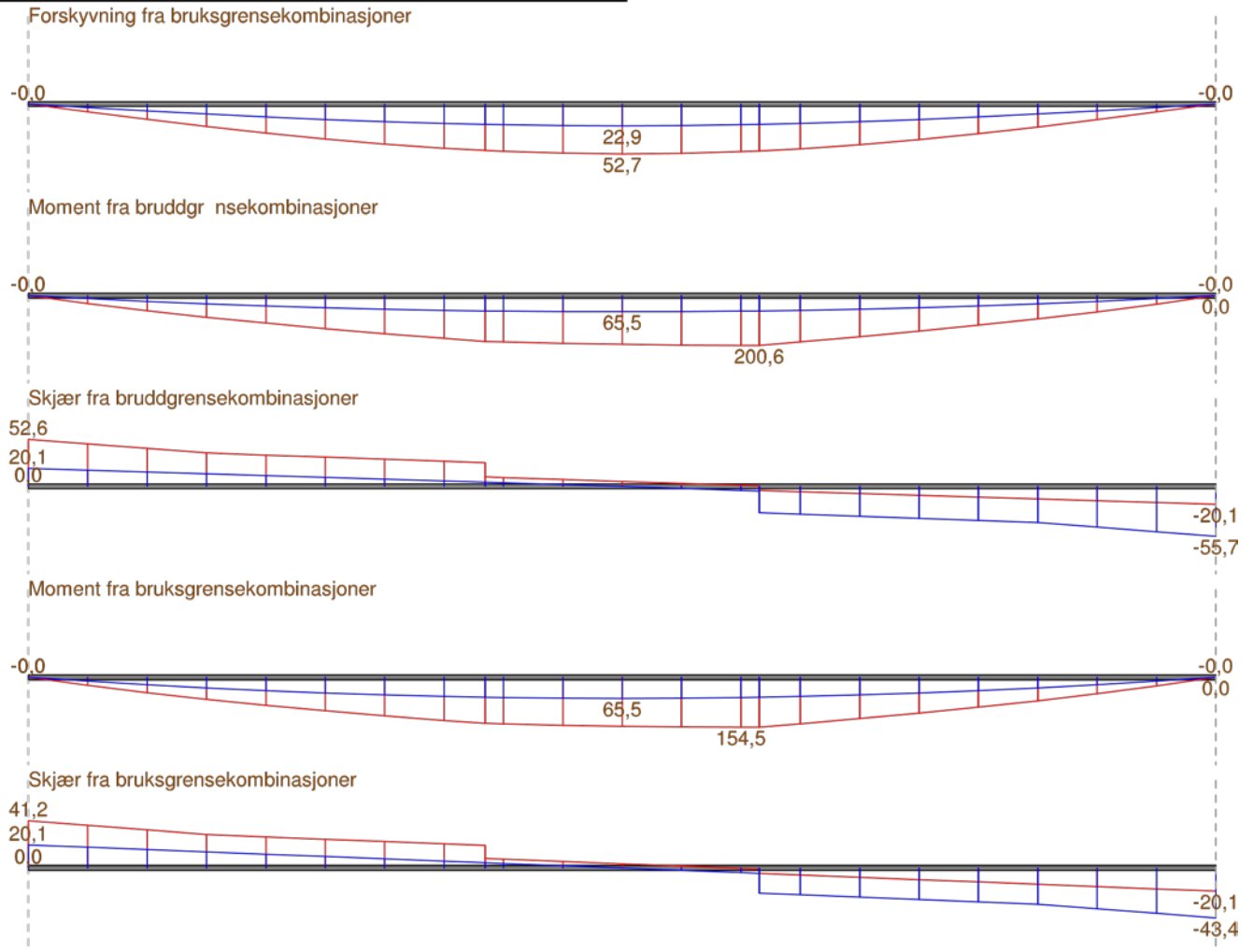
Felt	C1	C2	C3	zg
				mm
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LtNavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



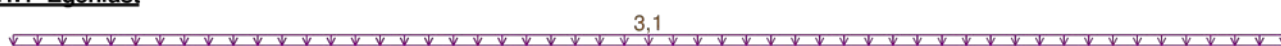
AT 3 tonn:

- Tilfelle 2

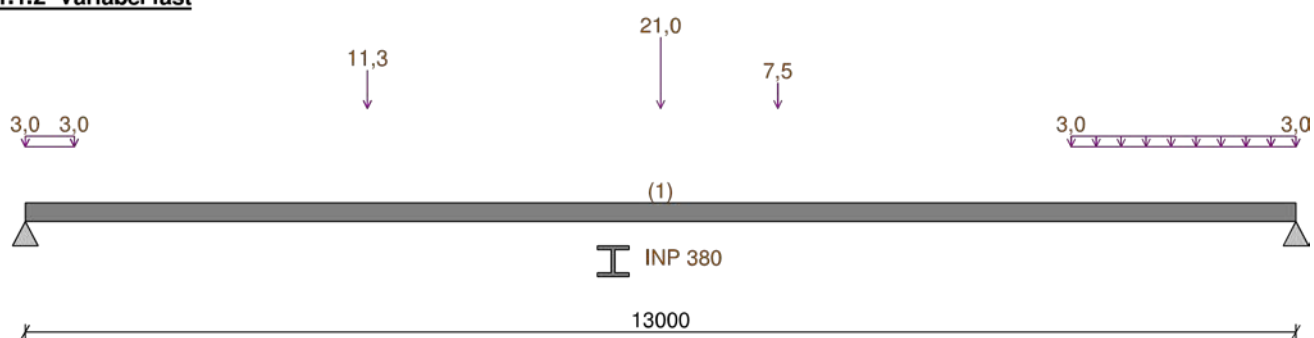
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

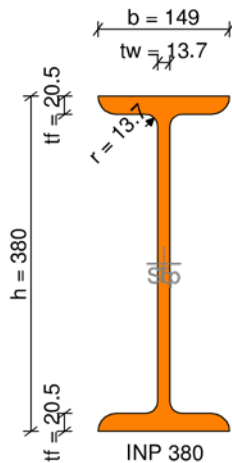
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
		mm							mm ⁴	mm ²
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4 Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	3 500	11,3	0	0,0
1	Punktlast	6 500	21,0	0	0,0
1	Punktlast	7 700	7,5	0	0,0
1	Trapeslast	0	3,0	500	3,0
1	Trapeslast	10 700	3,0	2 300	3,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

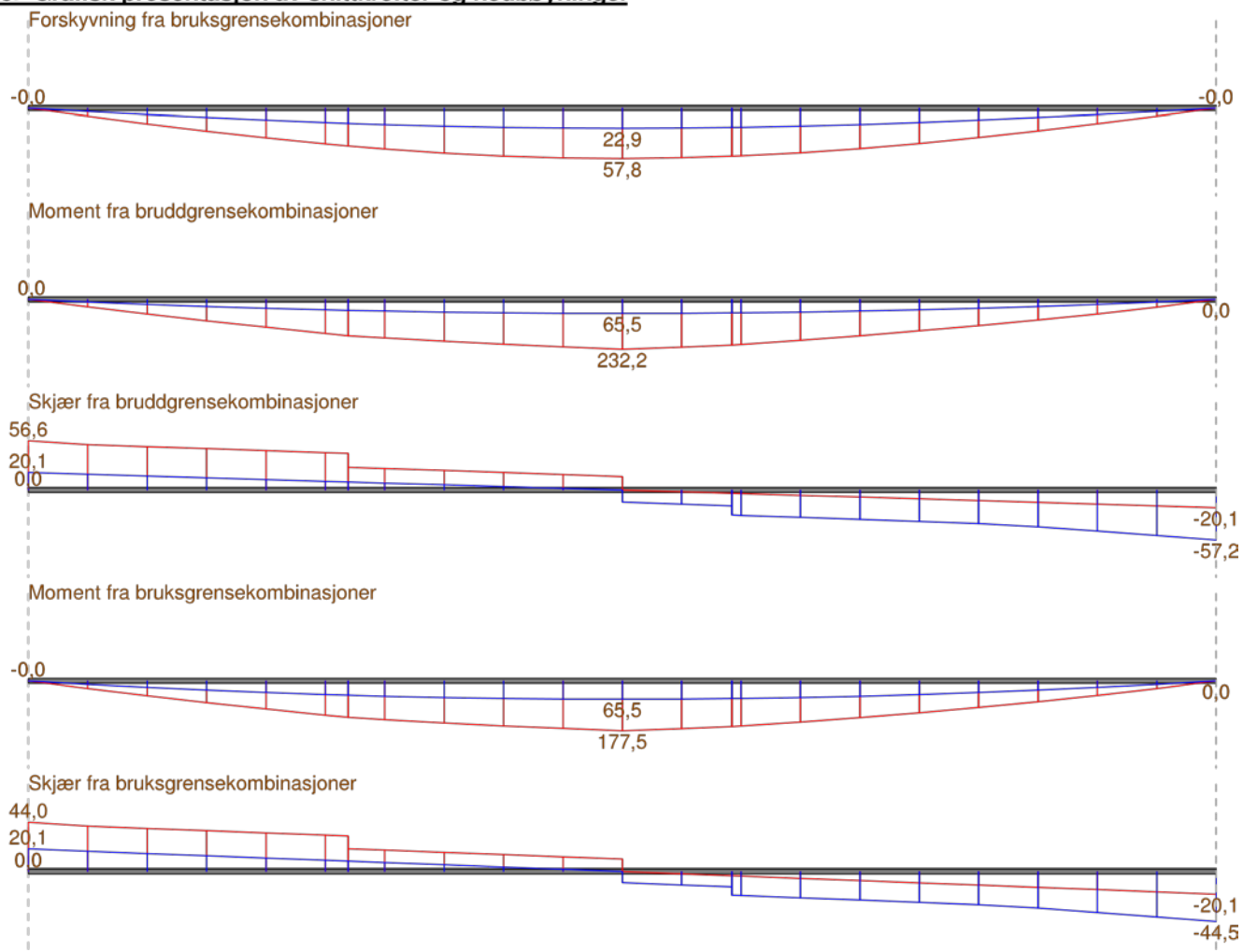
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
 C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
 C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
 zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



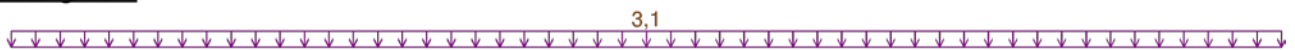
AT 2 tonn:

- Tilfelle 1:

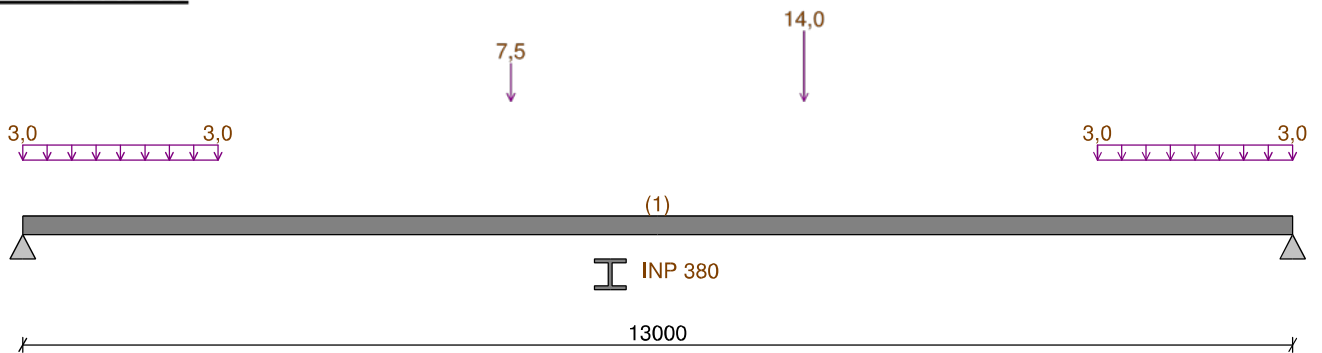
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

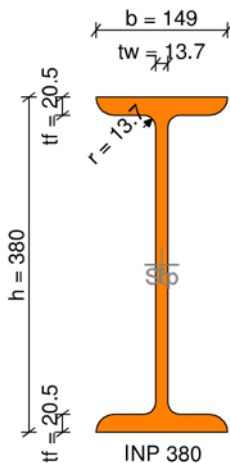
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
		mm						mm ⁴	mm ²	
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	5 000	7,5	0	0,0
1	Punktlast	8 000	14,0	0	0,0
1	Trapeslast	0	3,0 2 000	3,0	
1	Trapeslast	11 000	3,0 2 000	3,0	

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

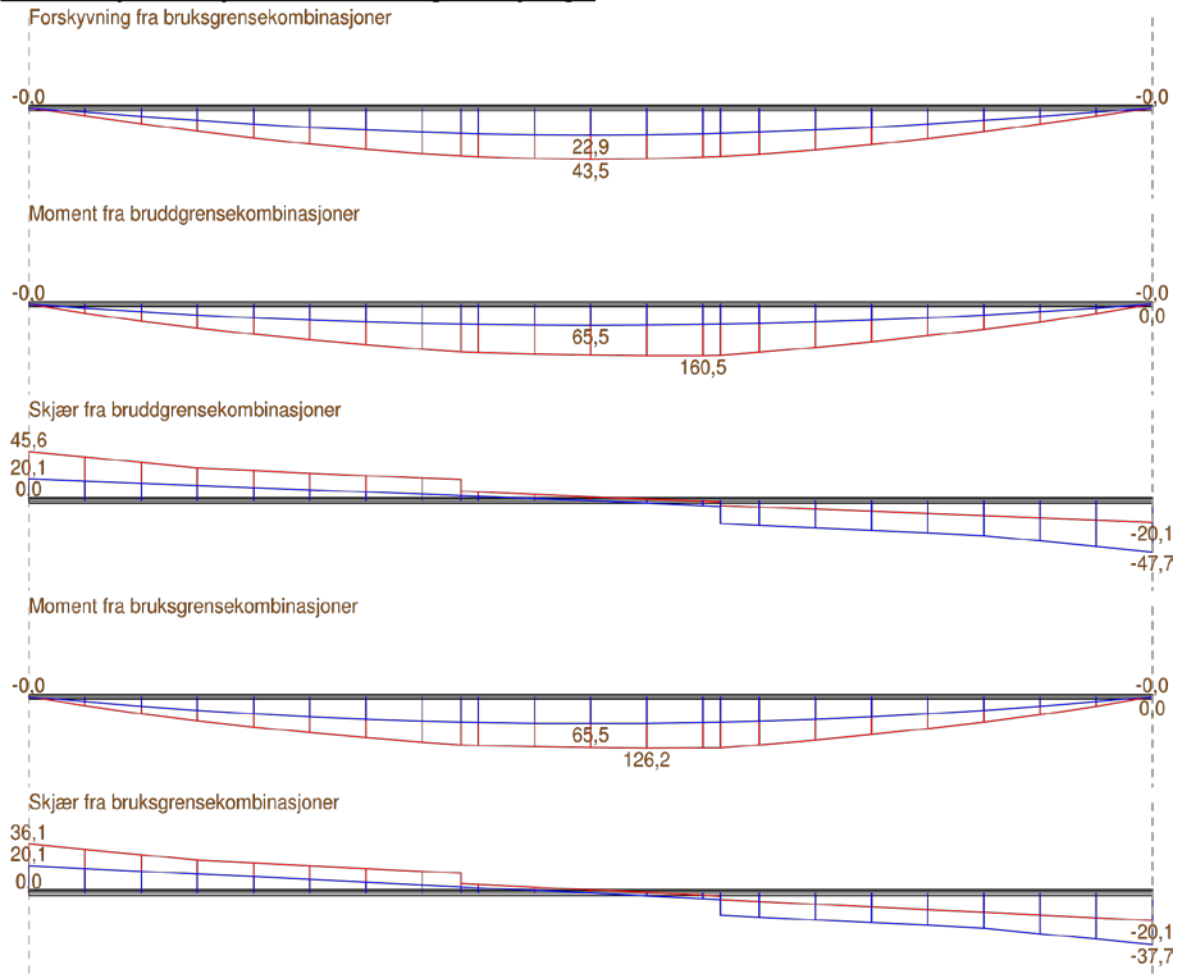
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
 C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
 C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
 zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



AT 2 tonn:

- Tilfelle 2

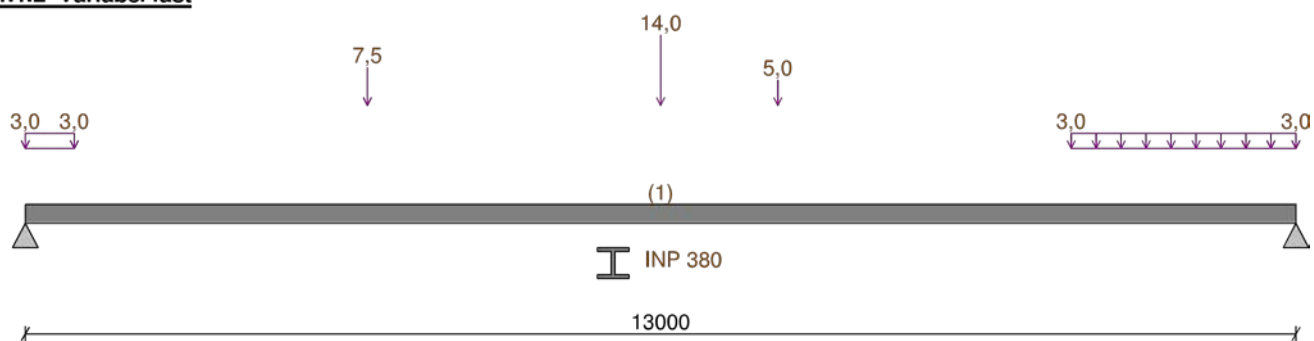
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m3
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

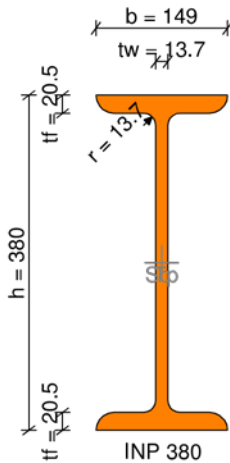
Felt	L	Lit	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
		mm							mm4	mm2
1	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2			Fri							

L : Spennvidde
Lit : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	3 500	7,5	0	0,0
1	Punktlast	6 500	14,0	0	0,0
1	Punktlast	7 700	5,0	0	0,0
1	Trapeslast	0	3,0	500	3,0
1	Trapeslast	10 700	3,0	2 300	3,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

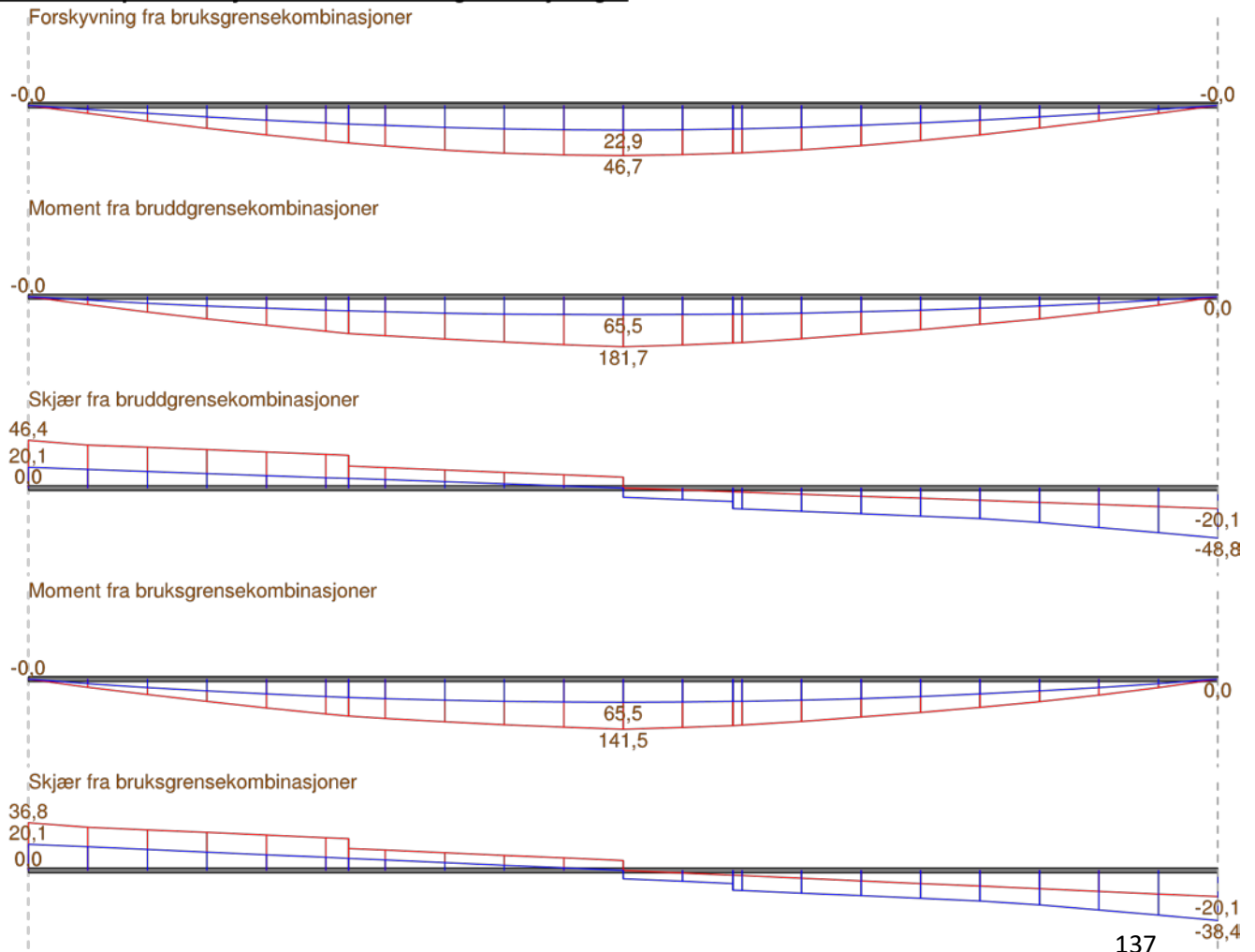
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



Vedlegg D

- Lastkombinasjoner

Lastkombinasjon 1: Variabel last over alle felt

LK 1.1

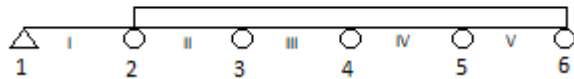


Lastkombinasjon 2: Variabel last over fire felt

LK 2.1:



LK 2.2



LK 2.3



LK 2.4



LK 2.5



Lastkombinasjon 3: Variabel last over tre felt

LK 3.1



LK 3.2



LK 3.3



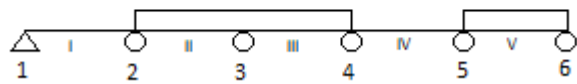
LK 3.4



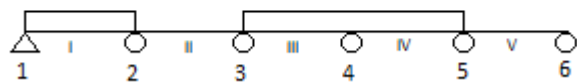
LK 3.5



LK 3.6



LK 3.7



LK 3.8



LK 3.9



LK 3.10



Lastkombinasjon 4: Variabel last over 2 felt

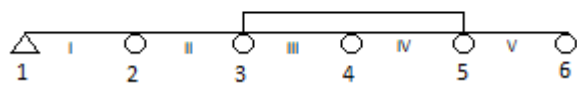
LK 4.1



LK 4.2



LK 4.3



LK 4.4



LK 4.5



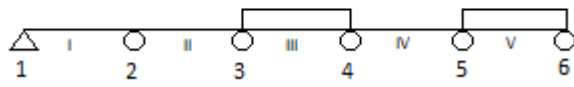
LK 4.6



LK 4.7



LK 4.8



LK 4.9



LK 4.10



Lastkombinasjon 5: Variabel last over ett felt

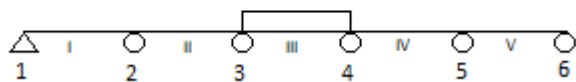
LK 5.1



LK 5.2



LK 5.3



LK 5.4



LK 5.5



Vedlegg E

- 4 tonn aksellast, 9 tonn totalvekt

Kommentar:

I dette vedlegget er det kun tatt med lastkombinasjon 2.5, 3.4, 3.8 og 4.9, da de er mest ugunstige

Lastkombinasjon 2.5:

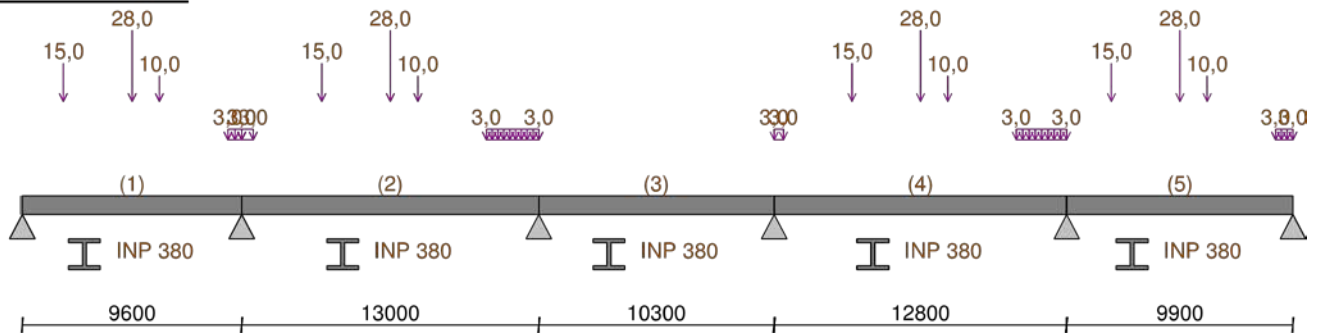
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m3
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

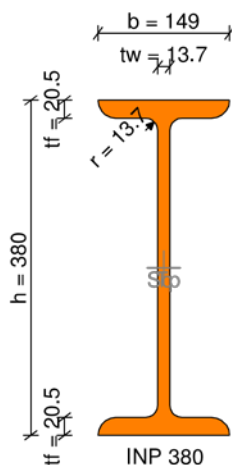
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm4	mm2	
1	9 600	9 600	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
3	10 300	10 300	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
4	12 800	12 800	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
5	9 900	9 900	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
6			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0
2	Jevn last	0	3,1	0	0,0
3	Jevn last	0	3,1	0	0,0
4	Jevn last	0	3,1	0	0,0
5	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	1 800	15,0	0	0,0
1	Punktlast	4 800	28,0	0	0,0
1	Punktlast	6 000	10,0	0	0,0
1	Trapeslast	9 000	3,0	600	3,0
2	Punktlast	3 500	15,0	0	0,0
2	Punktlast	6 500	28,0	0	0,0

Felt	Ltype	x1		q1/P/M	x2		q2
		mm	kN/m, kN, kNm		mm	kN/m	
2	Punktlast	7	700	10,0	0	0,0	
2	Trapeslast	0		3,0	500	3,0	
2	Trapeslast	10	700	3,0	2 300	3,0	
3	Punktlast	2	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	5	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	6	350	0,0	0	0,0	
3	Trapeslast	9	350	0,0	950	0,0	
4	Punktlast	3	400	15,0	0	0,0	
4	Punktlast	6	400	28,0	0	0,0	
4	Punktlast	7	600	10,0	0	0,0	
4	Trapeslast	0		3,0	400	3,0	
4	Trapeslast	10	600	3,0	2 200	3,0	
5	Punktlast	1	950	15,0	0	0,0	
5	Punktlast	4	950	28,0	0	0,0	
5	Punktlast	6	150	10,0	0	0,0	
5	Trapeslast	9	150	3,0	750	3,0	

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

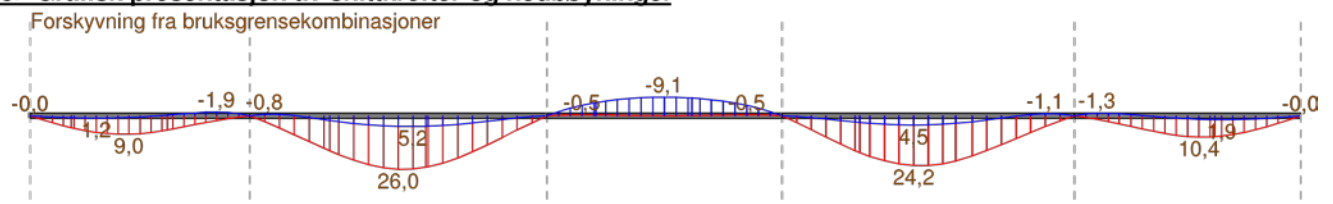
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0
2	1,00	1,00	1,00	0
3	1,00	1,00	1,00	0
4	1,00	1,00	1,00	0
5	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

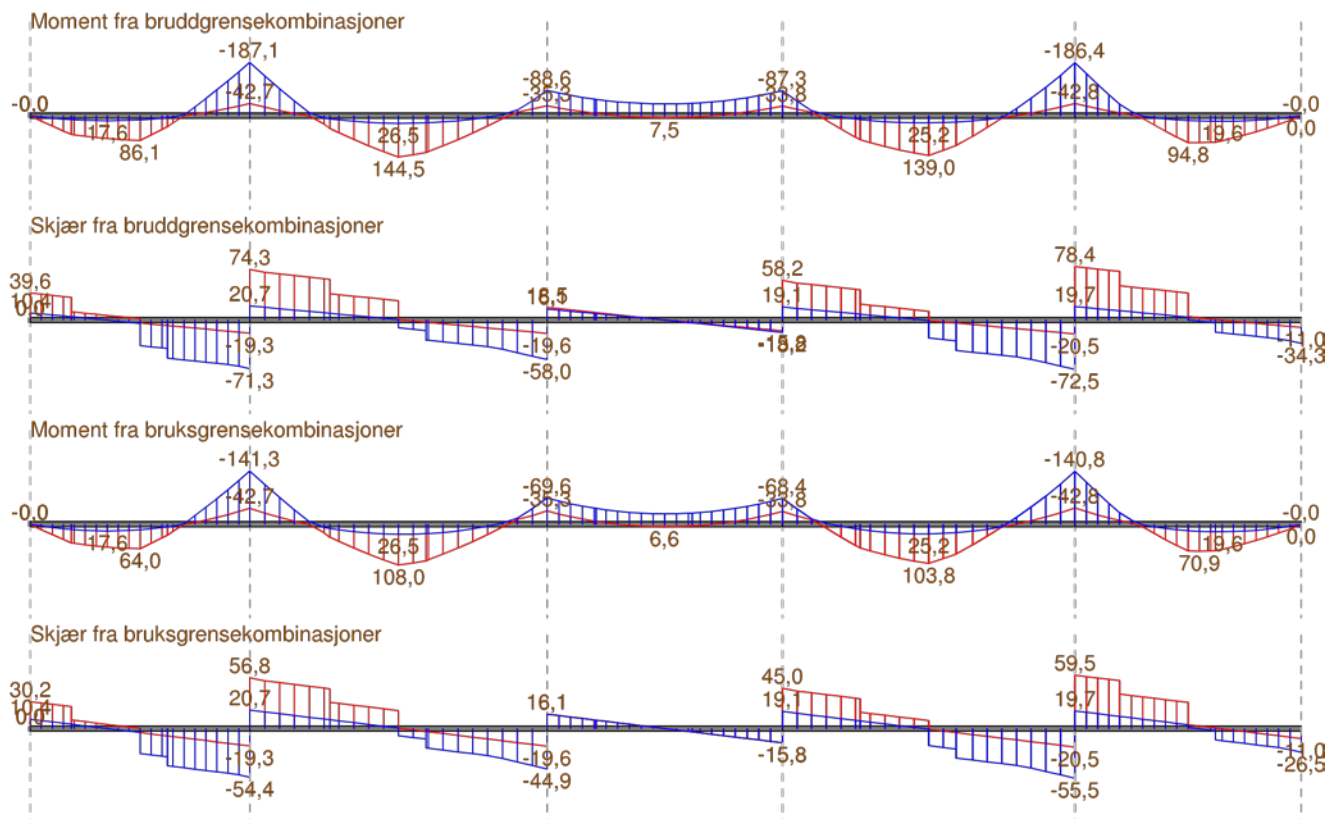
4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



5 Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fg	fmax	fmin
	mm	mm	mm
1	2,1	9,0	-1,9
2	6,6	26,0	-0,8
3	0,0	0,0	-9,1
4	6,0	24,2	-1,1
5	2,7	10,4	-1,3

fg : Forskyvning fra permanente laster
 fmax : Maksimal forskyvning
 fmin : Minimal forskyvning

7. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	4 800	86,1	39,6	0,0	-71,3	-187,1
2	6 500	144,5	74,3	-187,1	-58,0	-88,6
3	5 150	7,5	18,5	-88,6	-18,2	-87,3
4	6 400	139,0	58,2	-87,3	-72,5	-186,4
5	4 950	94,8	78,4	-186,4	-34,3	0,0

x : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

Lastkombinasjon 3.4:

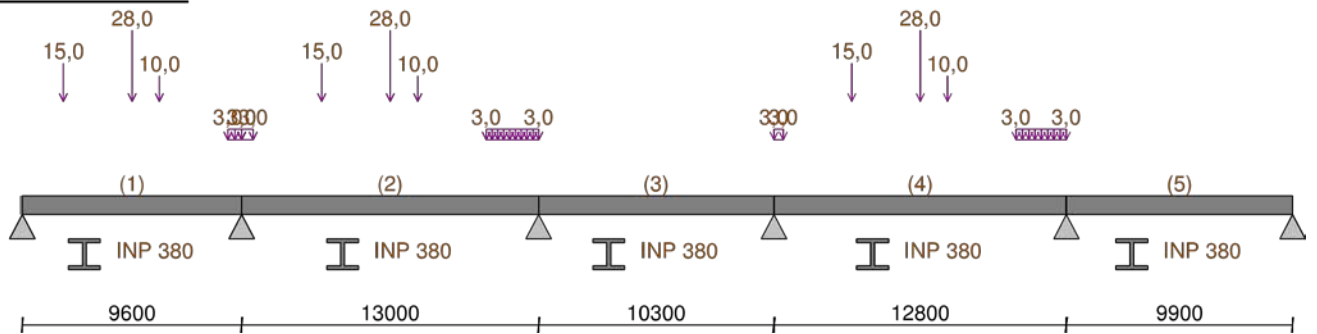
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

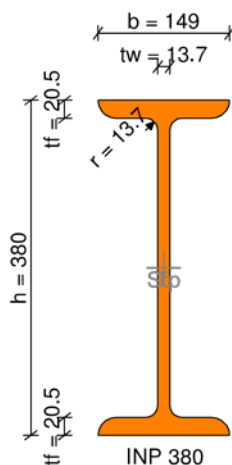
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	9 600	9 600	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
3	10 300	10 300	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
4	12 800	12 800	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
5	9 900	9 900	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
6			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0
2	Jevn last	0	3,1	0	0,0
3	Jevn last	0	3,1	0	0,0
4	Jevn last	0	3,1	0	0,0
5	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	1 800	15,0	0	0,0
1	Punktlast	4 800	28,0	0	0,0
1	Punktlast	6 000	10,0	0	0,0
1	Trapeslast	9 000	3,0	600	3,0
2	Punktlast	3 500	15,0	0	0,0
2	Punktlast	6 500	28,0	0	0,0

Felt	Ltype	x1		q1/P/M	x2		q2
		mm	kN/m, kN, kNm		mm	kN/m	
2	Punktlast	7	700	10,0	0	0,0	
2	Trapeslast	0		3,0	500	3,0	
2	Trapeslast	10	700	3,0	2 300	3,0	
3	Punktlast	2	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	5	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	6	350	0,0	0	0,0	
3	Trapeslast	9	350	0,0	950	0,0	
4	Punktlast	3	400	15,0	0	0,0	
4	Punktlast	6	400	28,0	0	0,0	
4	Punktlast	7	600	10,0	0	0,0	
4	Trapeslast	0		3,0	400	3,0	
4	Trapeslast	10	600	3,0	2 200	3,0	
5	Punktlast	1	950	0,0	0	0,0	
5	Punktlast	4	950	0,0	0	0,0	
5	Punktlast	6	150	0,0	0	0,0	
5	Trapeslast	9	150	0,0	750	0,0	

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

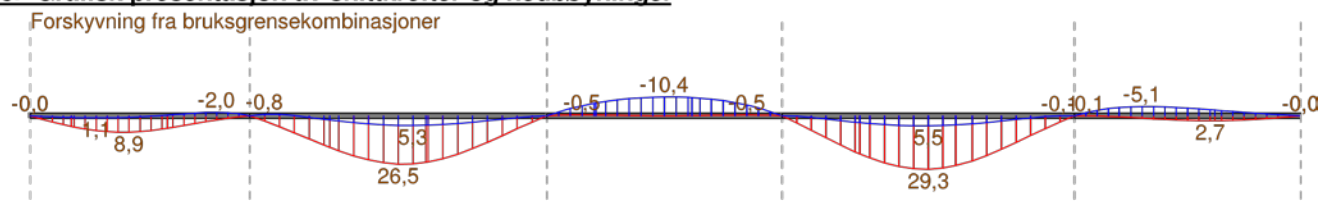
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0
2	1,00	1,00	1,00	0
3	1,00	1,00	1,00	0
4	1,00	1,00	1,00	0
5	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

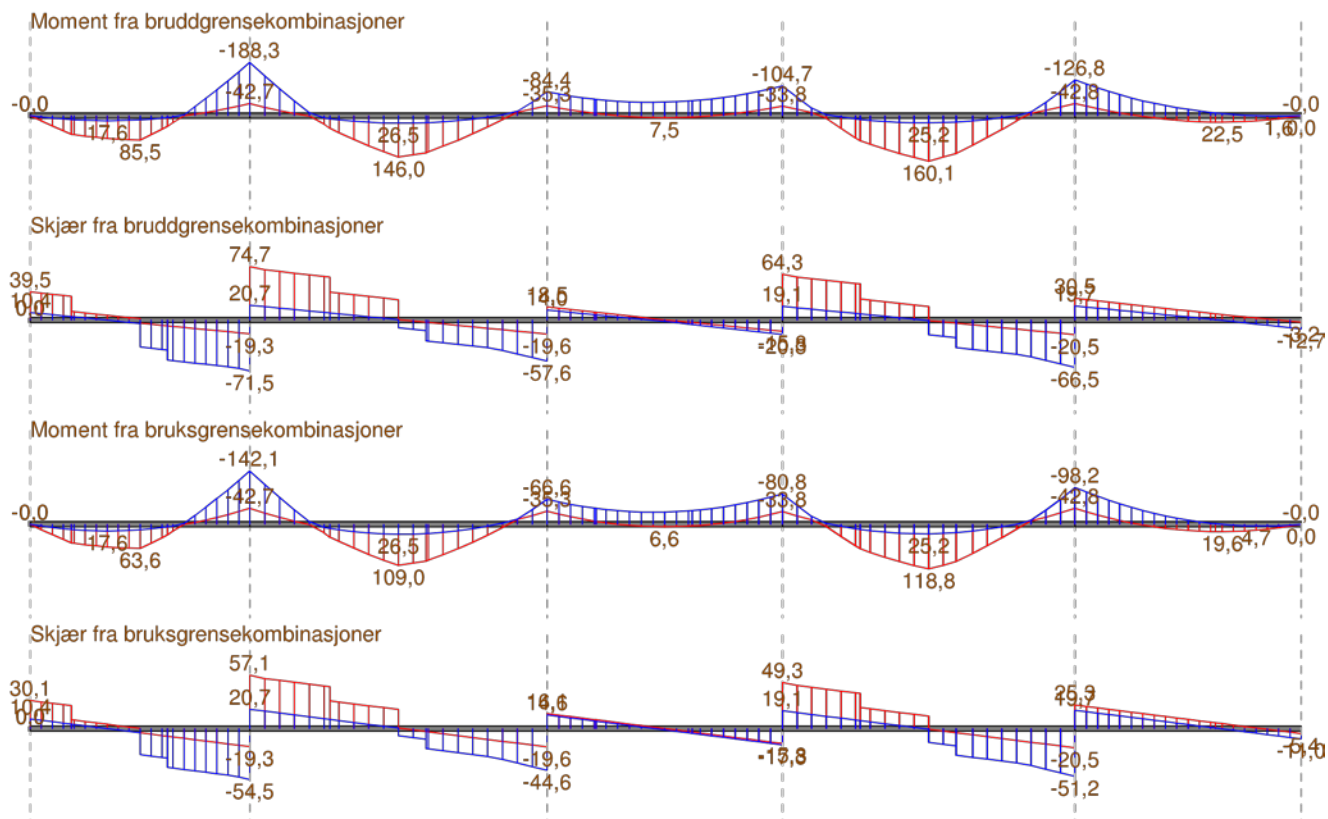
4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



5 Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fg	fmax	fmin
	mm	mm	mm
1	2,1	8,9	-2,0
2	6,6	26,5	-0,8
3	0,0	0,0	-10,4
4	6,0	29,3	-0,1
5	2,7	2,7	-5,1

fg : Forskyvning fra permanente laster
 fmax : Maksimal forskyvning
 fmin : Minimal forskyvning

7. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	4 800	85,5	39,5	0,0	-71,5	-188,3
2	6 500	146,0	74,7	-188,3	-57,6	-84,4
3	5 150	7,5	18,5	-84,4	-20,3	-104,7
4	6 400	160,1	64,3	-104,7	-66,5	-126,8
5	6 435	22,5	30,5	-126,8	-12,7	0,0

x : Avstand fra venstre opplagg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplagg

Lastkombinasjon 3.8:

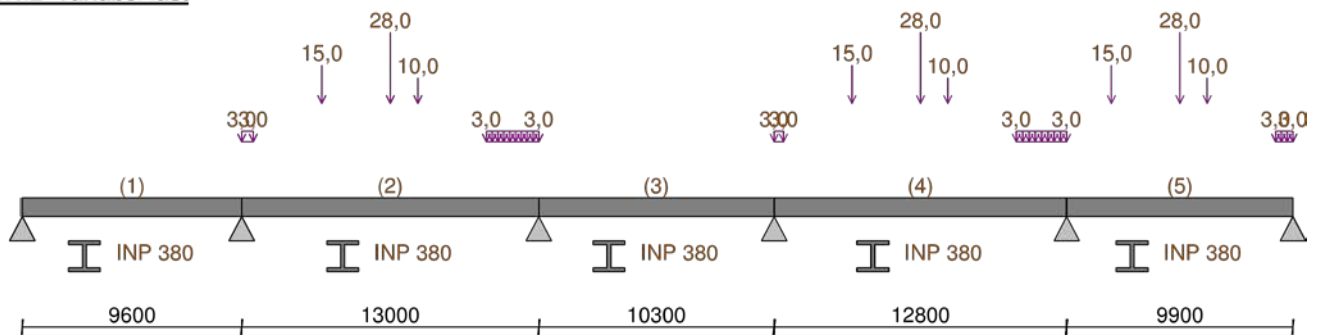
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

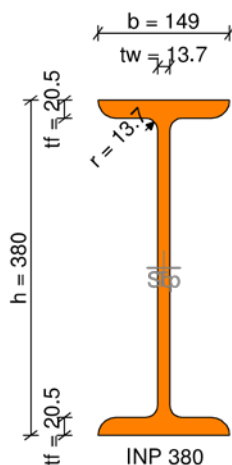
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	9 600	9 600	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
3	10 300	10 300	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
4	12 800	12 800	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
5	9 900	9 900	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
6			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0
2	Jevn last	0	3,1	0	0,0
3	Jevn last	0	3,1	0	0,0
4	Jevn last	0	3,1	0	0,0
5	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	1 800	0,0	0	0,0
1	Punktlast	4 800	0,0	0	0,0
1	Punktlast	6 000	0,0	0	0,0
1	Trapeslast	9 000	0,0	600	0,0
2	Punktlast	3 500	15,0	0	0,0
2	Punktlast	6 500	28,0	0	0,0

Felt	Ltype	x1		q1/P/M	x2		q2
		mm	kN/m, kN, kNm		mm	kN/m	
2	Punktlast	7	700	10,0	0	0,0	
2	Trapeslast	0		3,0	500	3,0	
2	Trapeslast	10	700	3,0	2 300	3,0	
3	Punktlast	2	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	5	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	6	350	0,0	0	0,0	
3	Trapeslast	9	350	0,0	950	0,0	
4	Punktlast	3	400	15,0	0	0,0	
4	Punktlast	6	400	28,0	0	0,0	
4	Punktlast	7	600	10,0	0	0,0	
4	Trapeslast	0		3,0	400	3,0	
4	Trapeslast	10	600	3,0	2 200	3,0	
5	Punktlast	1	950	15,0	0	0,0	
5	Punktlast	4	950	28,0	0	0,0	
5	Punktlast	6	150	10,0	0	0,0	
5	Trapeslast	9	150	3,0	750	3,0	

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

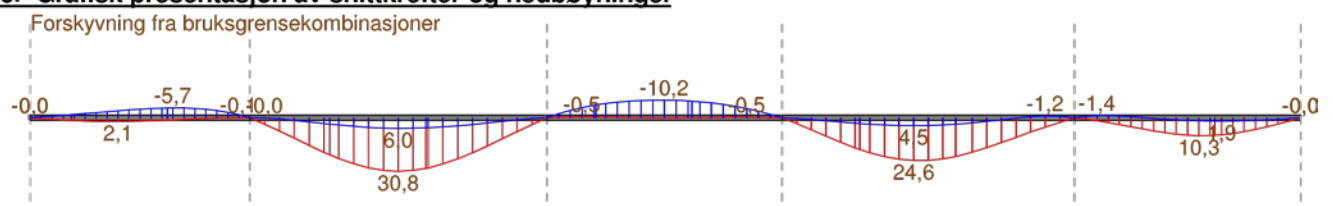
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0
2	1,00	1,00	1,00	0
3	1,00	1,00	1,00	0
4	1,00	1,00	1,00	0
5	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

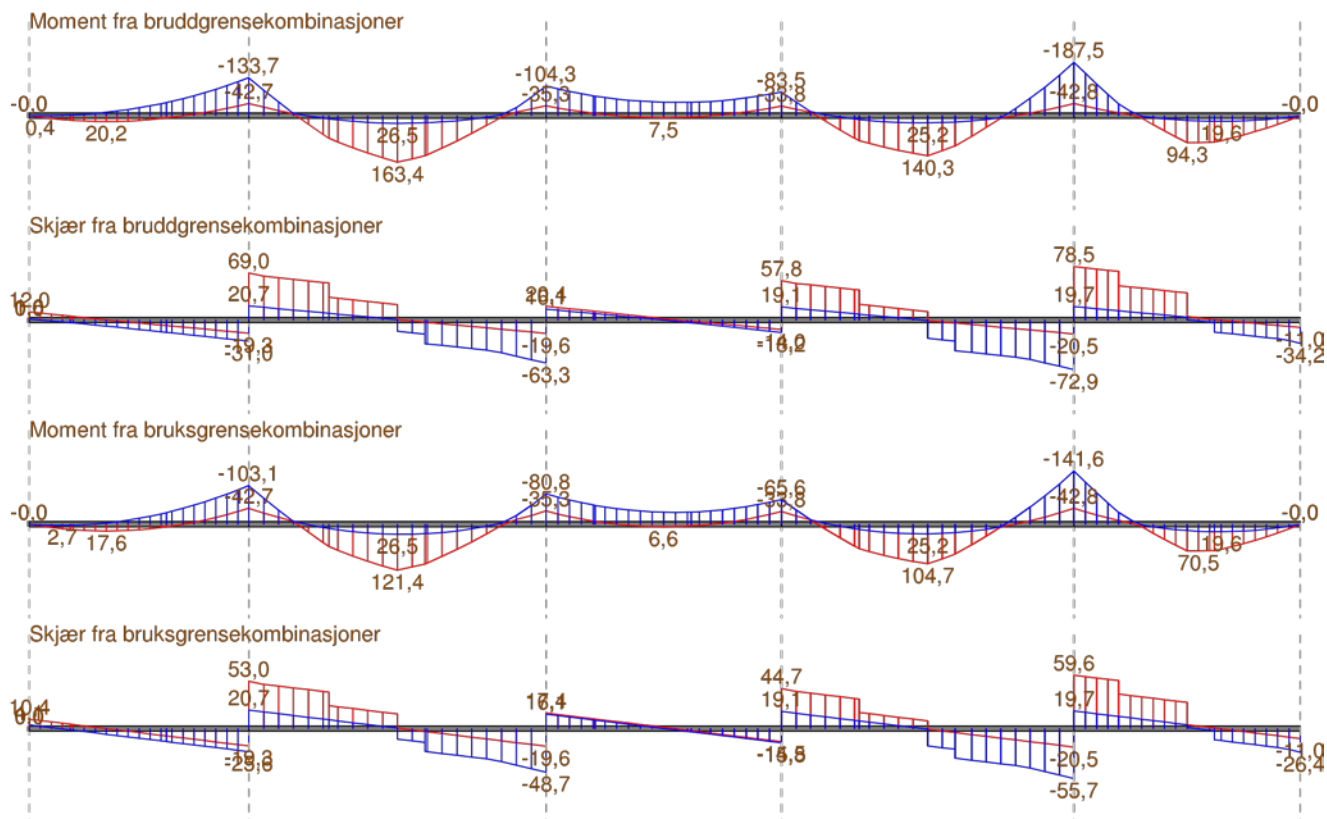
4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



5 Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fg	fmax	fmin
	mm	mm	mm
1	2,1	2,1	-5,7
2	6,6	30,8	-0,0
3	0,0	0,0	-10,2
4	6,0	24,6	-1,2
5	2,7	10,3	-1,4

fg : Forskyvning fra permanente laster
 fmax : Maksimal forskyvning
 fmin : Minimal forskyvning

7. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	3 360	20,2	12,0	0,0	-31,0	-133,7
2	6 500	163,4	69,0	-133,7	-63,3	-104,3
3	5 150	7,5	20,4	-104,3	-18,2	-83,5
4	6 400	140,3	57,8	-83,5	-72,9	-187,5
5	4 950	94,3	78,5	-187,5	-34,2	0,0

x : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

Lastkombinasjon 4.9:

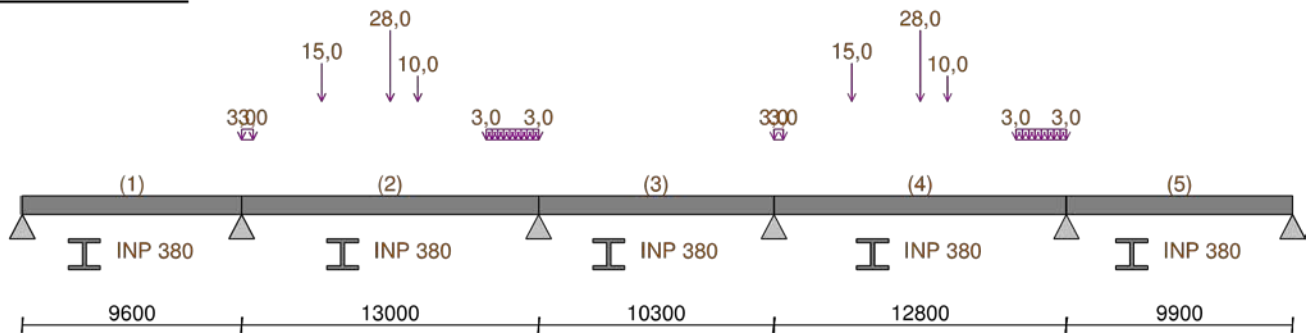
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

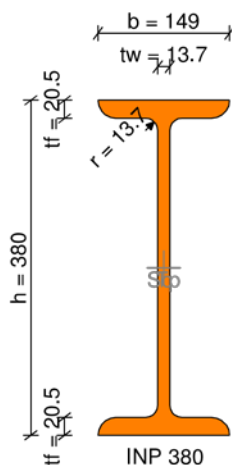
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	9 600	9 600	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
3	10 300	10 300	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
4	12 800	12 800	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
5	9 900	9 900	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
6			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0
2	Jevn last	0	3,1	0	0,0
3	Jevn last	0	3,1	0	0,0
4	Jevn last	0	3,1	0	0,0
5	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	1 800	0,0	0	0,0
1	Punktlast	4 800	0,0	0	0,0
1	Punktlast	6 000	0,0	0	0,0
1	Trapeslast	9 000	0,0	600	0,0
2	Punktlast	3 500	15,0	0	0,0
2	Punktlast	6 500	28,0	0	0,0

Felt	Ltype	x1		q1/P/M	x2		q2
		mm	kN/m, kN, kNm		mm	kN/m	
2	Punktlast	7 700		10,0	0	0,0	
2	Trapeslast	0		3,0	500	3,0	
2	Trapeslast	10 700		3,0	2 300	3,0	
3	Punktlast	2 150		0,0	0	0,0	
3	Punktlast	5 150		0,0	0	0,0	
3	Punktlast	6 350		0,0	0	0,0	
3	Trapeslast	9 350		0,0	950	0,0	
4	Punktlast	3 400		15,0	0	0,0	
4	Punktlast	6 400		28,0	0	0,0	
4	Punktlast	7 600		10,0	0	0,0	
4	Trapeslast	0		3,0	400	3,0	
4	Trapeslast	10 600		3,0	2 200	3,0	
5	Punktlast	1 950		0,0	0	0,0	
5	Punktlast	4 950		0,0	0	0,0	
5	Punktlast	6 150		0,0	0	0,0	
5	Trapeslast	9 150		0,0	750	0,0	

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

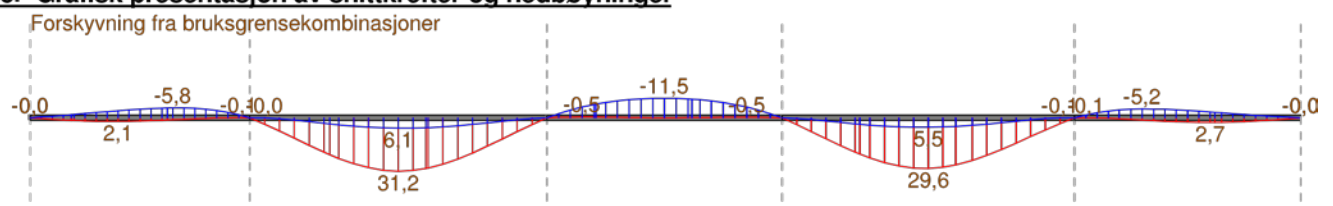
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0
2	1,00	1,00	1,00	0
3	1,00	1,00	1,00	0
4	1,00	1,00	1,00	0
5	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

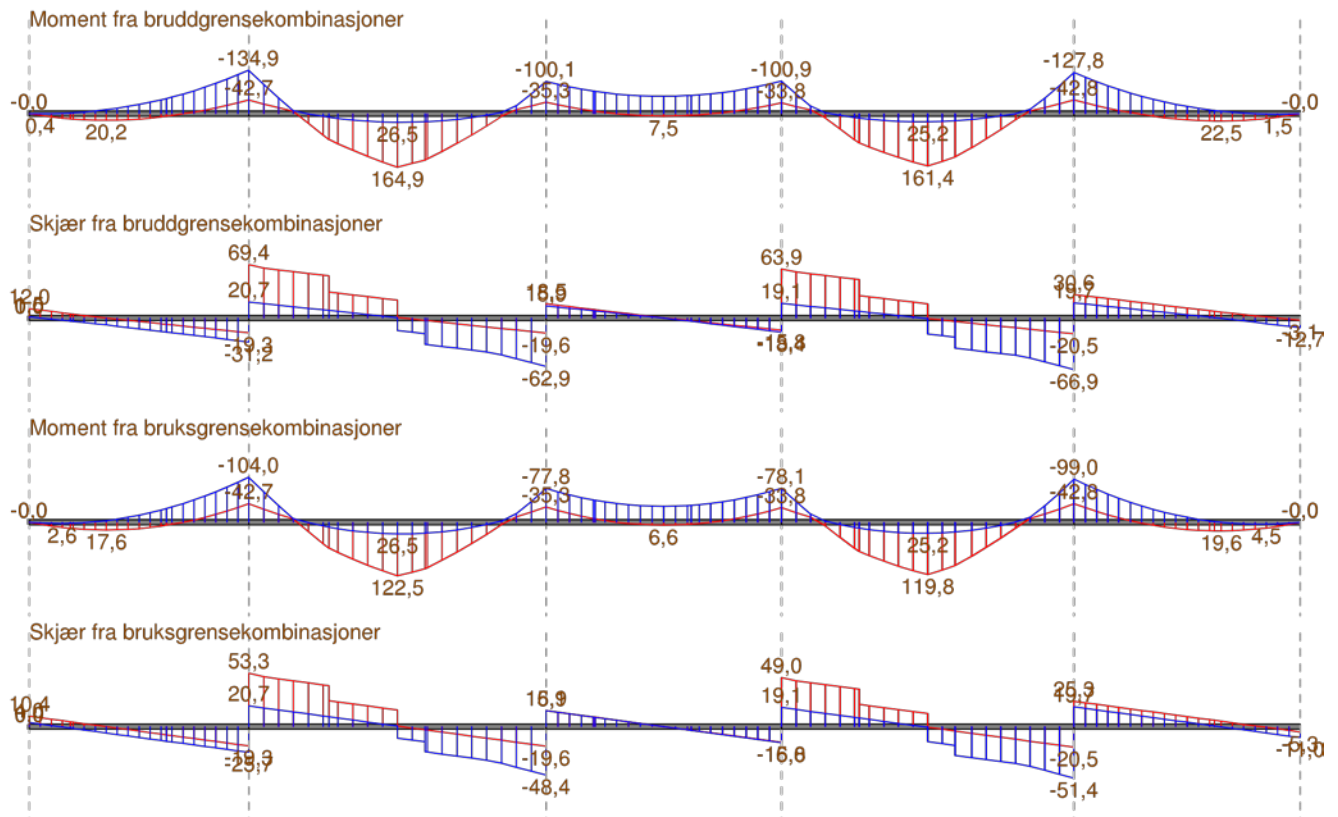
4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



5 Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fg	fmax	fmin
	mm	mm	mm
1	2,1	2,1	-5,8
2	6,6	31,2	-0,0
3	0,0	0,0	-11,5
4	6,0	29,6	-0,1
5	2,7	2,7	-5,2

fg : Forskyvning fra permanente laster
 fmax : Maksimal forskyvning
 fmin : Minimal forskyvning

7. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	3 360	20,2	12,0	0,0	-31,2	-134,9
2	6 500	164,9	69,4	-134,9	-62,9	-100,1
3	5 150	7,5	18,5	-100,1	-18,4	-100,9
4	6 400	161,4	63,9	-100,9	-66,9	-127,8
5	6 435	22,5	30,6	-127,8	-12,7	0,0

x : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

Vedlegg F

- 5 tonn aksellast, 11.25 tonn totalvekt

Kommentar:

I dette vedlegget er det kun tatt med lastkombinasjon 2.5, 3.4, 3.8 og 4.9, da de er mest ugunstige

Lastkombinasjon 2.5:

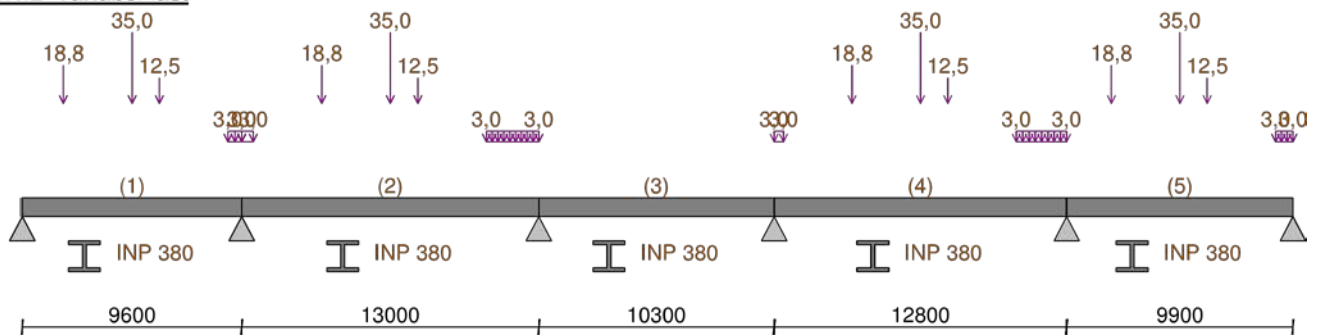
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

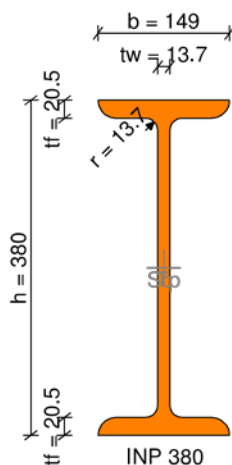
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	9 600	9 600	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
3	10 300	10 300	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
4	12 800	12 800	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
5	9 900	9 900	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
6			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0
2	Jevn last	0	3,1	0	0,0
3	Jevn last	0	3,1	0	0,0
4	Jevn last	0	3,1	0	0,0
5	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	1 800	18,8	0	0,0
1	Punktlast	4 800	35,0	0	0,0
1	Punktlast	6 000	12,5	0	0,0
1	Trapeslast	9 000	3,0	600	3,0
2	Punktlast	3 500	18,8	0	0,0
2	Punktlast	6 500	35,0	0	0,0

Felt	Ltype	x1		q1/P/M	x2		q2
		mm	kN/m, kN, kNm		mm	kN/m	
2	Punktlast	7	700	12,5	0	0,0	
2	Trapeslast	0		3,0	500	3,0	
2	Trapeslast	10	700	3,0	2 300	3,0	
3	Punktlast	2	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	5	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	6	350	0,0	0	0,0	
3	Trapeslast	9	350	0,0	950	0,0	
4	Punktlast	3	400	18,8	0	0,0	
4	Punktlast	6	400	35,0	0	0,0	
4	Punktlast	7	600	12,5	0	0,0	
4	Trapeslast	0		3,0	400	3,0	
4	Trapeslast	10	600	3,0	2 200	3,0	
5	Punktlast	1	950	18,8	0	0,0	
5	Punktlast	4	950	35,0	0	0,0	
5	Punktlast	6	150	12,5	0	0,0	
5	Trapeslast	9	150	3,0	750	3,0	

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

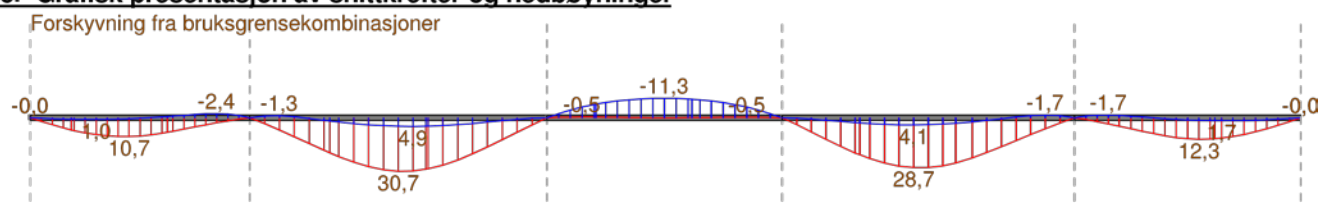
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0
2	1,00	1,00	1,00	0
3	1,00	1,00	1,00	0
4	1,00	1,00	1,00	0
5	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

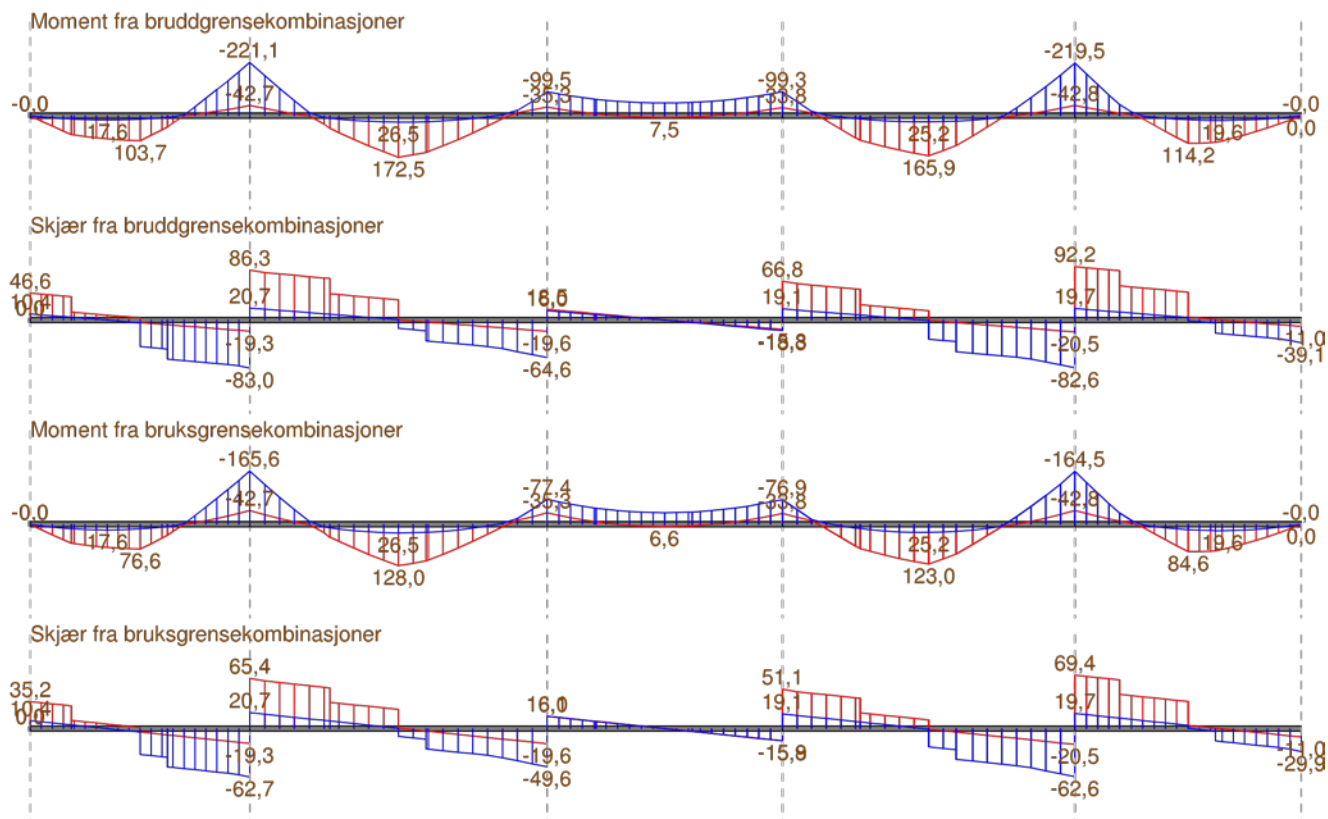
4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



5 Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fg	fmax	fmin
	mm	mm	mm
1	2,1	10,7	-2,4
2	6,6	30,7	-1,3
3	0,0	0,0	-11,3
4	6,0	28,7	-1,7
5	2,7	12,3	-1,7

fg : Forskyvning fra permanente laster
 fmax : Maksimal forskyvning
 fmin : Minimal forskyvning

7. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	4 800	103,7	46,6	0,0	-83,0	-221,1
2	6 500	172,5	86,3	-221,1	-64,6	-99,5
3	5 150	7,5	18,5	-99,5	-18,3	-99,3
4	6 400	165,9	66,8	-99,3	-82,6	-219,5
5	4 950	114,2	92,2	-219,5	-39,1	0,0

x : Avstand fra venstre opplagg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplagg

Lastkombinasjon 3.4:

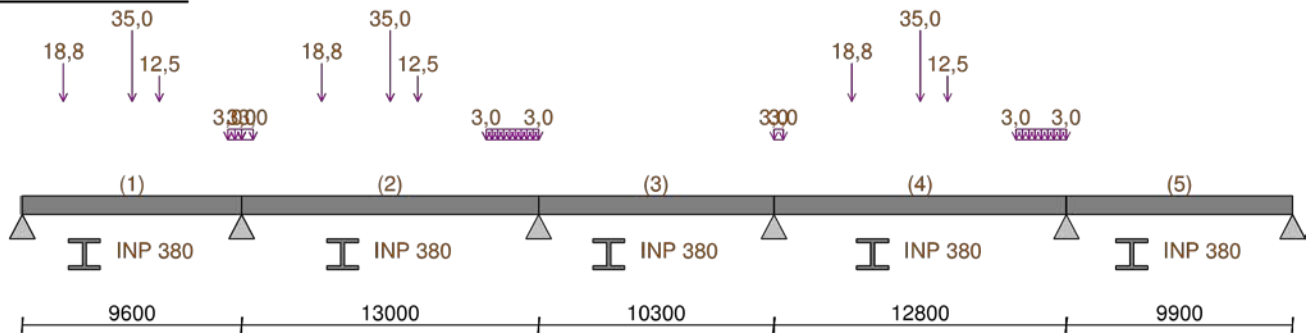
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

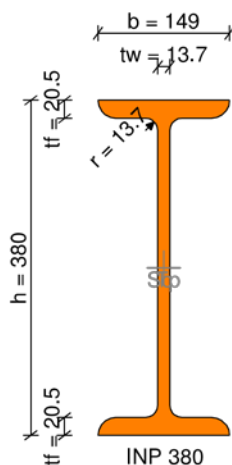
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	9 600	9 600	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
3	10 300	10 300	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
4	12 800	12 800	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
5	9 900	9 900	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
6			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0
2	Jevn last	0	3,1	0	0,0
3	Jevn last	0	3,1	0	0,0
4	Jevn last	0	3,1	0	0,0
5	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	1 800	18,8	0	0,0
1	Punktlast	4 800	35,0	0	0,0
1	Punktlast	6 000	12,5	0	0,0
1	Trapeslast	9 000	3,0	600	3,0
2	Punktlast	3 500	18,8	0	0,0
2	Punktlast	6 500	35,0	0	0,0

Felt	Ltype	x1		q1/P/M	x2		q2
		mm	kN/m, kN, kNm		mm	kN/m	
2	Punktlast	7	700	12,5	0	0,0	
2	Trapeslast	0		3,0	500	3,0	
2	Trapeslast	10	700	3,0	2 300	3,0	
3	Punktlast	2	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	5	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	6	350	0,0	0	0,0	
3	Trapeslast	9	350	0,0	950	0,0	
4	Punktlast	3	400	18,8	0	0,0	
4	Punktlast	6	400	35,0	0	0,0	
4	Punktlast	7	600	12,5	0	0,0	
4	Trapeslast	0		3,0	400	3,0	
4	Trapeslast	10	600	3,0	2 200	3,0	
5	Punktlast	1	950	0,0	0	0,0	
5	Punktlast	4	950	0,0	0	0,0	
5	Punktlast	6	150	0,0	0	0,0	
5	Trapeslast	9	150	0,0	750	0,0	

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

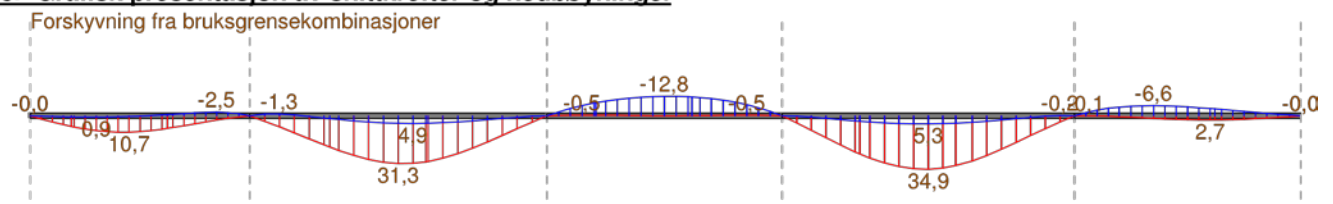
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0
2	1,00	1,00	1,00	0
3	1,00	1,00	1,00	0
4	1,00	1,00	1,00	0
5	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

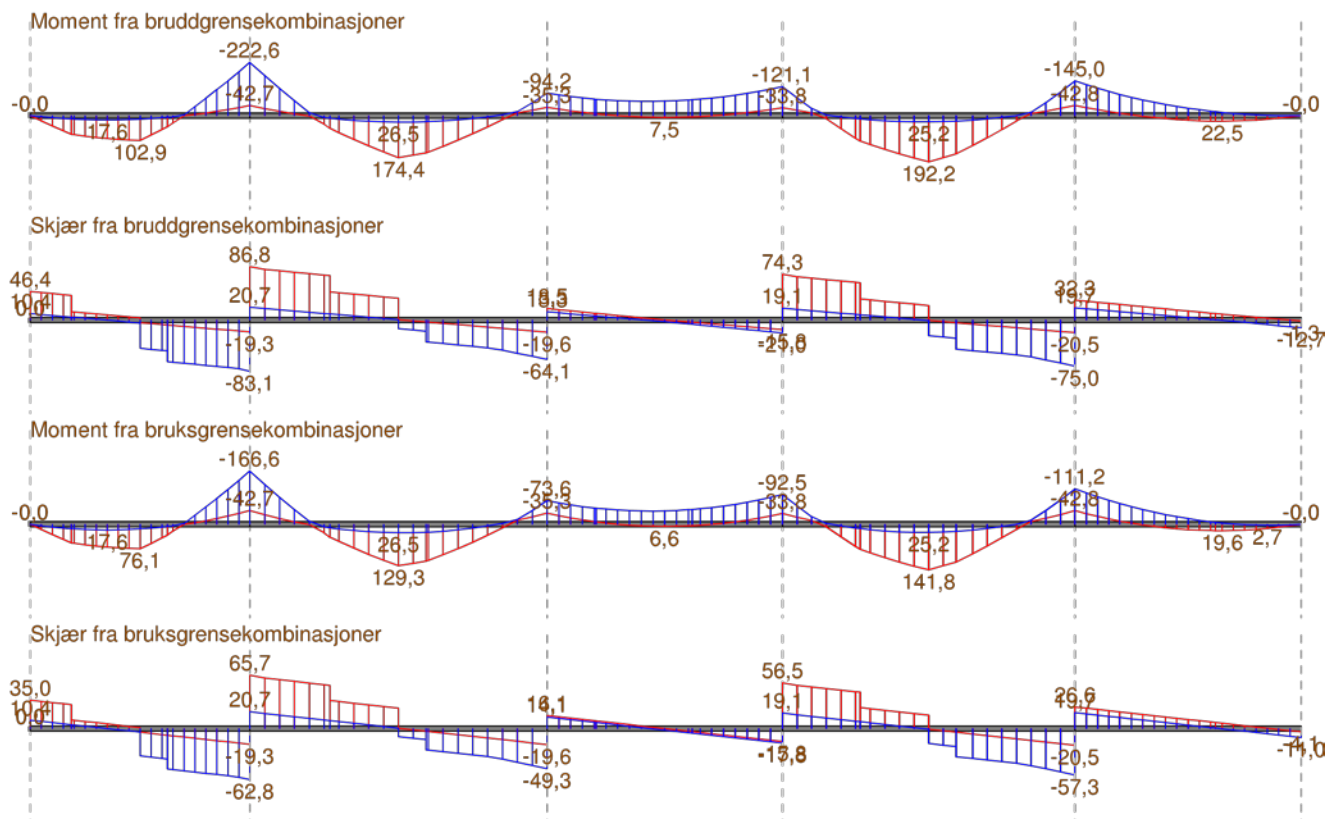
4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



5 Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fg	fmax	fmin
	mm	mm	mm
1	2,1	10,7	-2,5
2	6,6	31,3	-1,3
3	0,0	0,0	-12,8
4	6,0	34,9	-0,2
5	2,7	2,7	-6,6

fg : Forskyvning fra permanente laster
 fmax : Maksimal forskyvning
 fmin : Minimal forskyvning

7. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	4 800	102,9	46,4	0,0	-83,1	-222,6
2	6 500	174,4	86,8	-222,6	-64,1	-94,2
3	5 150	7,5	18,5	-94,2	-21,0	-121,1
4	6 400	192,2	74,3	-121,1	-75,0	-145,0
5	6 435	22,5	32,3	-145,0	-12,7	0,0

x : Avstand fra venstre opplagg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplagg

Lastkombinasjon 3.8:

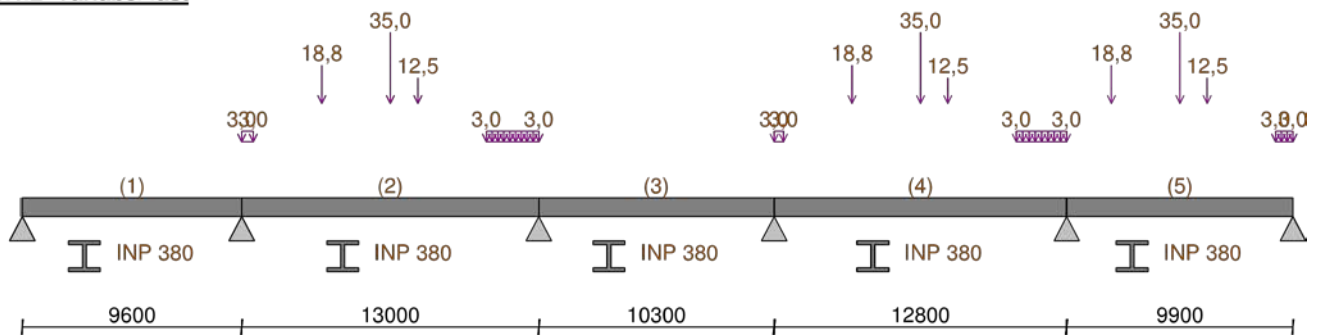
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

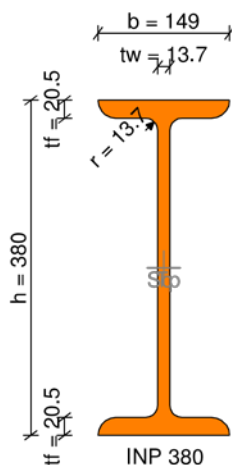
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	9 600	9 600	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
3	10 300	10 300	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
4	12 800	12 800	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
5	9 900	9 900	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
6			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0
2	Jevn last	0	3,1	0	0,0
3	Jevn last	0	3,1	0	0,0
4	Jevn last	0	3,1	0	0,0
5	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	1 800	0,0	0	0,0
1	Punktlast	4 800	0,0	0	0,0
1	Punktlast	6 000	0,0	0	0,0
1	Trapeslast	9 000	0,0	600	0,0
2	Punktlast	3 500	18,8	0	0,0
2	Punktlast	6 500	35,0	0	0,0

Felt	Ltype	x1		q1/P/M	x2		q2
		mm	kN/m, kN, kNm		mm	kN/m	
2	Punktlast	7	700	12,5	0	0,0	
2	Trapeslast	0		3,0	500	3,0	
2	Trapeslast	10	700	3,0	2 300	3,0	
3	Punktlast	2	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	5	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	6	350	0,0	0	0,0	
3	Trapeslast	9	350	0,0	950	0,0	
4	Punktlast	3	400	18,8	0	0,0	
4	Punktlast	6	400	35,0	0	0,0	
4	Punktlast	7	600	12,5	0	0,0	
4	Trapeslast	0		3,0	400	3,0	
4	Trapeslast	10	600	3,0	2 200	3,0	
5	Punktlast	1	950	18,8	0	0,0	
5	Punktlast	4	950	35,0	0	0,0	
5	Punktlast	6	150	12,5	0	0,0	
5	Trapeslast	9	150	3,0	750	3,0	

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

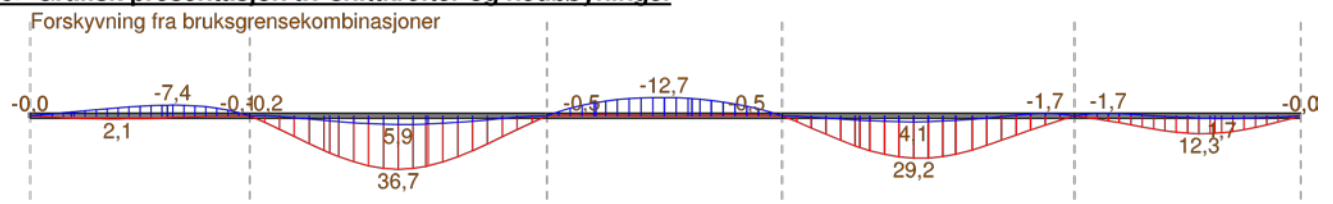
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0
2	1,00	1,00	1,00	0
3	1,00	1,00	1,00	0
4	1,00	1,00	1,00	0
5	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

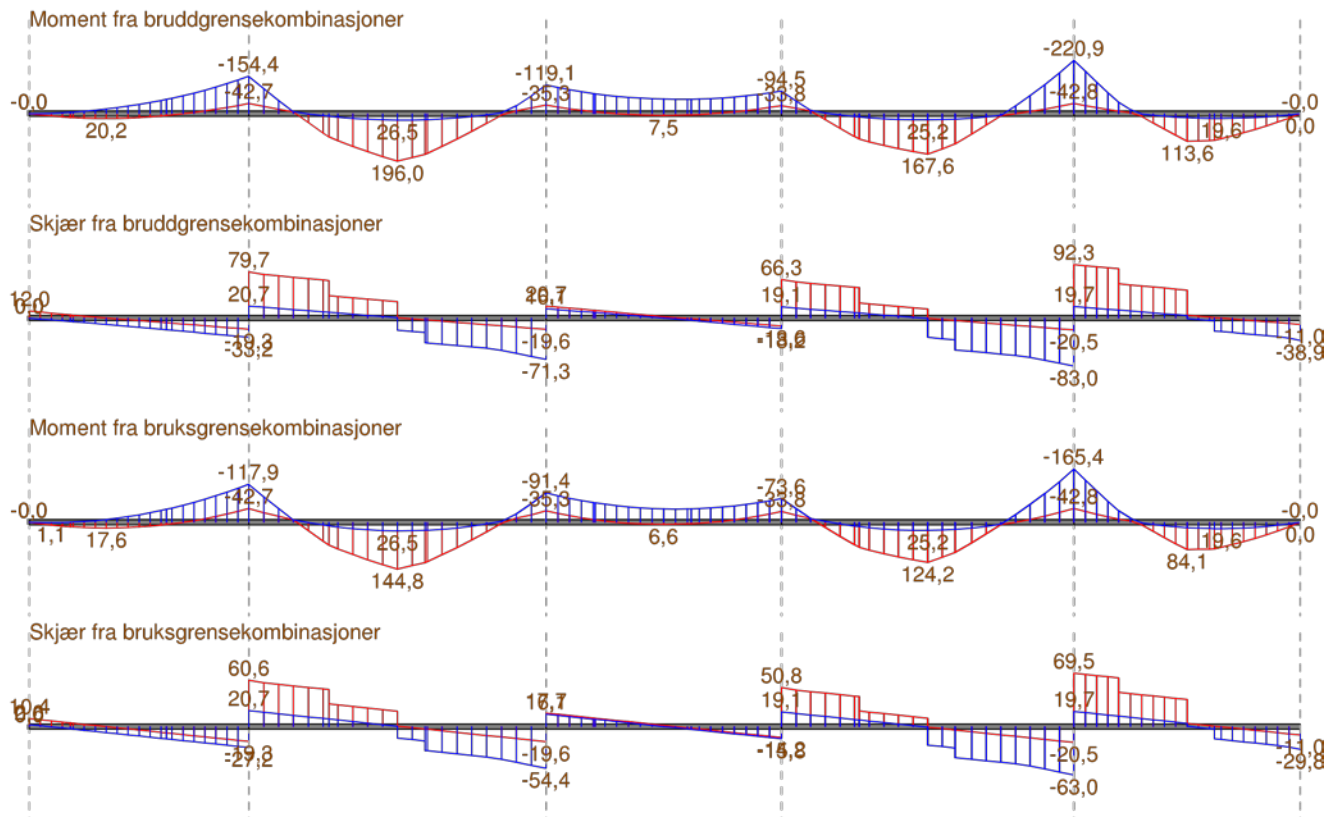
4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



5 Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fg	fmax	fmin
	mm	mm	mm
1	2,1	2,1	-7,4
2	6,6	36,7	-0,2
3	0,0	0,0	-12,7
4	6,0	29,2	-1,7
5	2,7	12,3	-1,7

fg : Forskyvning fra permanente laster
 fmax : Maksimal forskyvning
 fmin : Minimal forskyvning

7. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	3 360	20,2	12,0	0,0	-33,2	-154,4
2	6 500	196,0	79,7	-154,4	-71,3	-119,1
3	5 150	7,5	20,7	-119,1	-18,2	-94,5
4	6 400	167,6	66,3	-94,5	-83,0	-220,9
5	4 950	113,6	92,3	-220,9	-38,9	0,0

x : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

Lastkombinasjon 4.9:

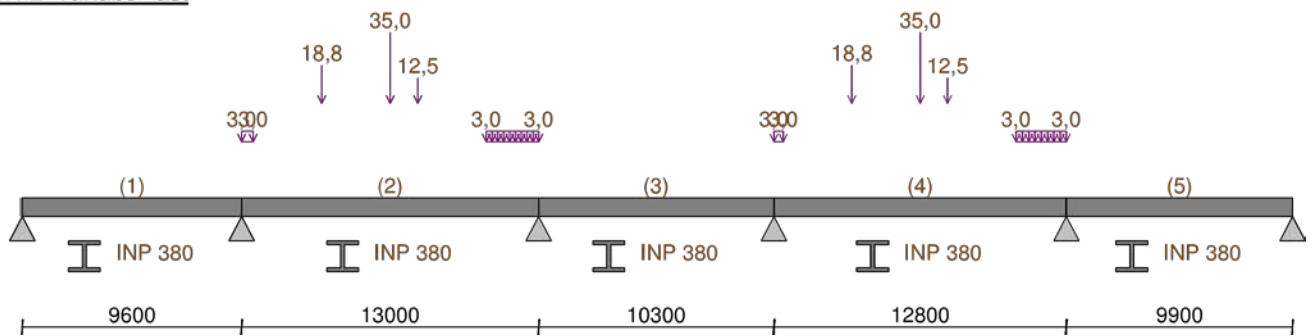
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast



1.1.2 Variabel last



2. Materialdata

Stålsort etter EN 1993	Stl	Ukjent	
Stålkvalitet (flytespenning)	Fy	235	MPa
Bruddgrense for stålet	fu	370	MPa
Stålets reduserte flytegrense ved tykt gods	fy,red	196	MPa
Stålets reduserte bruddgrense ved tykt gods	fu,red	370	MPa
Partialfaktor for spenningskontroll	GammaM0	1,20	
Partialfaktor ved stabilitetskontroll	GammaM1	1,20	
Partialfaktor ved kontroll for brudd	GammaM2	1,20	
Partialfaktor ved brannberegning	Gamma.fi	1,00	
Stålets Elastisitetsmodul	E	210 000	MPa
Stålets Skjærmodul	G	80 769	MPa
Bjelkens massetetthet	Rho	7 850	kg/m ³
Poissons tall	ny	0,30	
Varmeutvidelseskoeffisient	Alfa	1,200e-005	1/K

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

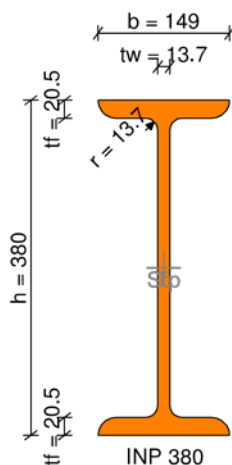
Felt	L	Lt	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm							mm ⁴	mm ²	
1	9 600	9 600	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
2	13 000	13 000	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
3	10 300	10 300	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
4	12 800	12 800	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
5	9 900	9 900	Fri			I-profil	INP 380	0 2,40e+008	1,07e+004	
6			Fri							

L : Spennvidde
Lt : Vippelengde
Oppl.type : Oppleggstype
idU : Identifikasjon på søyletype under
idO : Identifikasjon på søyletype over
Ttype : Tverrsnittstype
id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
S : Avstand til akse
I : Tregghetsmoment
A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Stålprofil: INP 380

Rotert om X-aksen Rot. 0 grader



Profilets totale høyde	h	0,380	m
Profilets totale bredde	b	0,149	m
Flenstykkelse	tf	0,0205	m
Stegtykkelse	tw	0,0137	m
Radius i overgang liv/flens	Rd	0,0137	m
Utvendig flate, f.eks. for maling	Flate	1,2700	m ² /m
Totalt tverrsnittsareal	Atot	1,070e-002	m ²
Aktivt tverrsnittsareal ved skjær	Aliv	4,644e-003	m ²
Egenvekt pr løpmetr	G	84,00	kg/m
Tregghetsmoment om horisontal akse	Iy	2,401e-004	m ⁴
Tregghetsmoment om vertikal akse	Iz	9,750e-006	m ⁴
Motstandsmoment om horisontal akse	Wy	1,260e-003	m ³
Motstandsmoment om vertikal akse	Wz	1,310e-004	m ³
Plastisk motstandsmoment om horisontal akse	Wpy	1,482e-003	m ³
Plastisk motstandsmoment om vertikal akse	Wpz	2,100e-004	m ³
St. Venants torsjonskonstant	IT	1,410e-006	m ⁴
Tverrsnittskonstant for hvelving	Iw	3,187e-007	m ⁶

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Egenlast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	3,1	0	0,0
2	Jevn last	0	3,1	0	0,0
3	Jevn last	0	3,1	0	0,0
4	Jevn last	0	3,1	0	0,0
5	Jevn last	0	3,1	0	0,0

4.1.2 Variabel last

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Punktlast	1 800	0,0	0	0,0
1	Punktlast	4 800	0,0	0	0,0
1	Punktlast	6 000	0,0	0	0,0
1	Trapeslast	9 000	0,0	600	0,0
2	Punktlast	3 500	18,8	0	0,0
2	Punktlast	6 500	35,0	0	0,0

Felt	Ltype	x1		q1/P/M	x2		q2
		mm	kN/m, kN, kNm		mm	kN/m	
2	Punktlast	7	700	12,5	0	0,0	
2	Trapeslast	0		3,0	500	3,0	
2	Trapeslast	10	700	3,0	2 300	3,0	
3	Punktlast	2	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	5	150	0,0	0	0,0	
3	Punktlast	6	350	0,0	0	0,0	
3	Trapeslast	9	350	0,0	950	0,0	
4	Punktlast	3	400	18,8	0	0,0	
4	Punktlast	6	400	35,0	0	0,0	
4	Punktlast	7	600	12,5	0	0,0	
4	Trapeslast	0		3,0	400	3,0	
4	Trapeslast	10	600	3,0	2 200	3,0	
5	Punktlast	1	950	0,0	0	0,0	
5	Punktlast	4	950	0,0	0	0,0	
5	Punktlast	6	150	0,0	0	0,0	
5	Trapeslast	9	150	0,0	750	0,0	

Felt : Feltnummer for lasten
Ltype : Type last
x1 : Avstand fra venstre ende i felt
q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
x2 : Lastutbredelse
q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Brudd (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,15	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,40	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

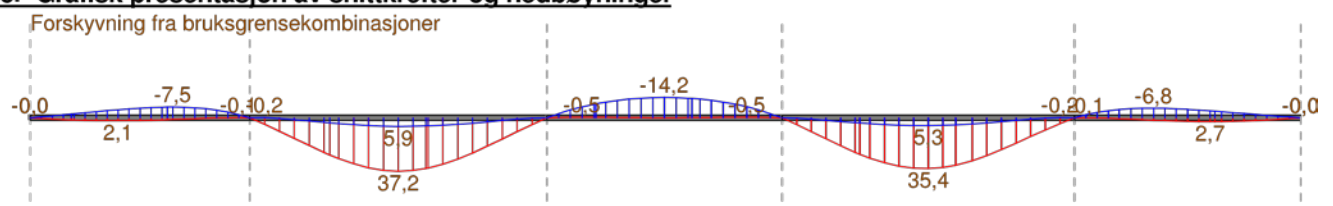
Felt	C1	C2	C3	zg
mm				
1	1,00	1,00	1,00	0
2	1,00	1,00	1,00	0
3	1,00	1,00	1,00	0
4	1,00	1,00	1,00	0
5	1,00	1,00	1,00	0

C1 : Konstant C1 (kap. B.12.3.4)
C2 : Konstant C2 (kap. B.12.3.4)
C3 : Konstant C3 (kap. B.12.3.4)
zg : Avstand fra skjærsenter til lastens angrepspunkt.

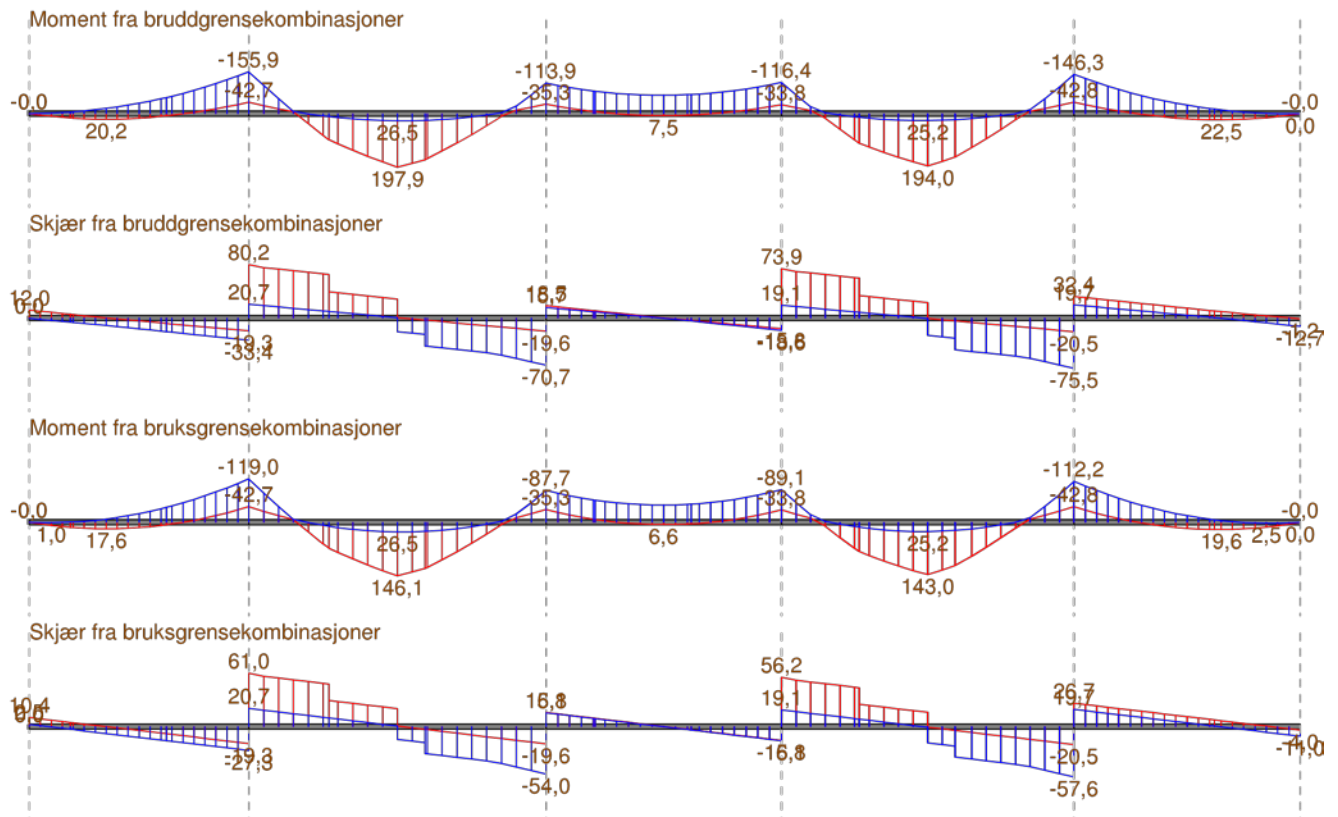
4.2.2 Bruks (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast	Permanent	1,00	1,00	1,00
Variabel last	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



5 Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fg	fmax	fmin
	mm	mm	mm
1	2,1	2,1	-7,5
2	6,6	37,2	-0,2
3	0,0	0,0	-14,2
4	6,0	35,4	-0,2
5	2,7	2,7	-6,8

fg : Forskyvning fra permanente laster
 fmax : Maksimal forskyvning
 fmin : Minimal forskyvning

7. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	3 360	20,2	12,0	0,0	-33,4	-155,9
2	6 500	197,9	80,2	-155,9	-70,7	-113,9
3	5 150	7,5	18,5	-113,9	-18,6	-116,4
4	6 400	194,0	73,9	-116,4	-75,5	-146,3
5	6 435	22,5	32,4	-146,3	-12,7	0,0

x : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

Vedlegg G

- Grunnundersøkelse

NOTAT

Oppdrag **1350023563 Husmo Bro; RIG**
 Kunde **Safe Control Engineering**
 Notat nr. **G-not-001**
 Til **Safe Control Engineering v/ Andreas Jahren**

Fra **Rambøll Norge AS v/Synnøve Wiger Austefjord og Åsmund Sjelmo**
 Kopi

Dato 03.08.2017

GEOTEKNISK VURDERING

1. Innledning

I Nes kommune (Akershus) skal eksisterende bro (fra år 1923) over Kongsvingerbanen på Husmo erstattes. Ny bro skal stå på samme sted som dagens, se Figur 1. Ny bro planlegges etablert med betonglandkar og prefabrikkerte betongelementer, se figur 2 for oppriss av bro.

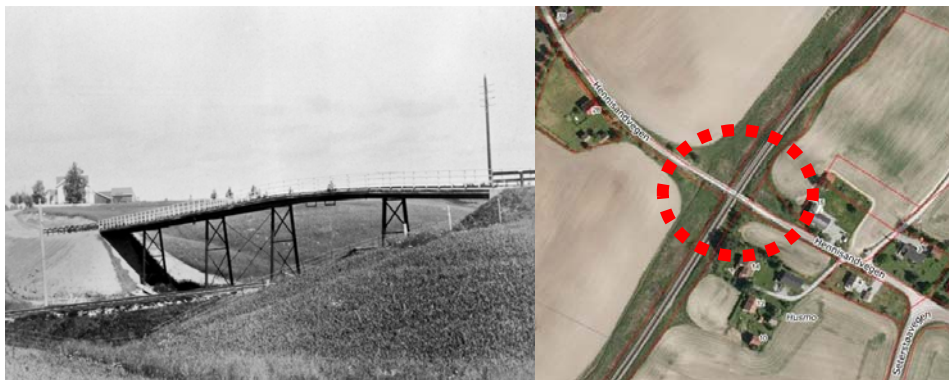
Dette notatet inneholder en overordnet geoteknisk vurdering med anbefalt fundamenteringsmetode og innledende stabilitetsvurdering av området.

Sammen med tidligere utførte grunnundersøkelser (se avsnitt 2), utgjør vurderingene gitt i dette notatet samlet geoteknisk underlag for videre prosjektering.

Rambøll
 Hoffsveien 4
 Pb 427 Skøyen
 NO-0213 OSLO

T +47 22 51 80 00
 F +47 22 51 80 01
 www.ramboll.no

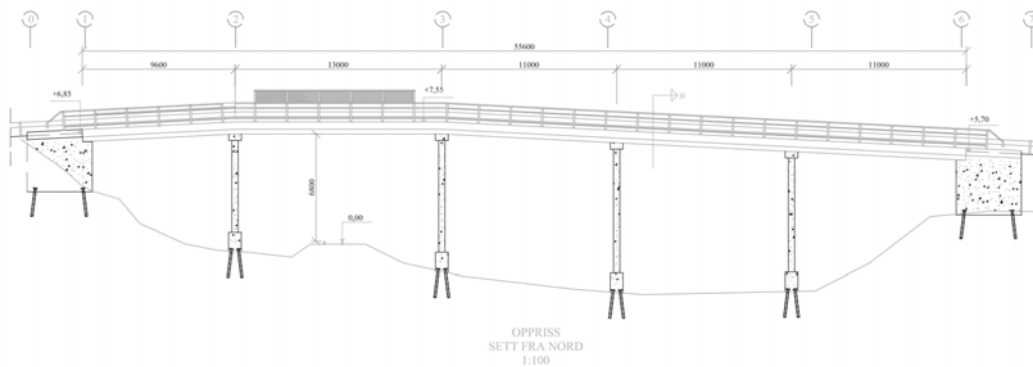
Vår ref.
 1350023563/SYAU



Figur 1. Høyre: Eksisterende bro. (kilde: digitaltmuseum.no) Venstre: Flyfoto (kilde: finn.no)

Foreløpige tegninger av ny bro på Husmo er vist på Figur 2. Den nye broen skal ligge ca. 1 meter høyere enn dagens bro.

Rambøll Norge AS
 NO 915 251 293 MVA



Figur 2. Tegnet av Safe Control Engineering dato 26.10.2016

2. Grunnlag

Mottatt underlag for vurderingene gitt i dette notatet omfatter

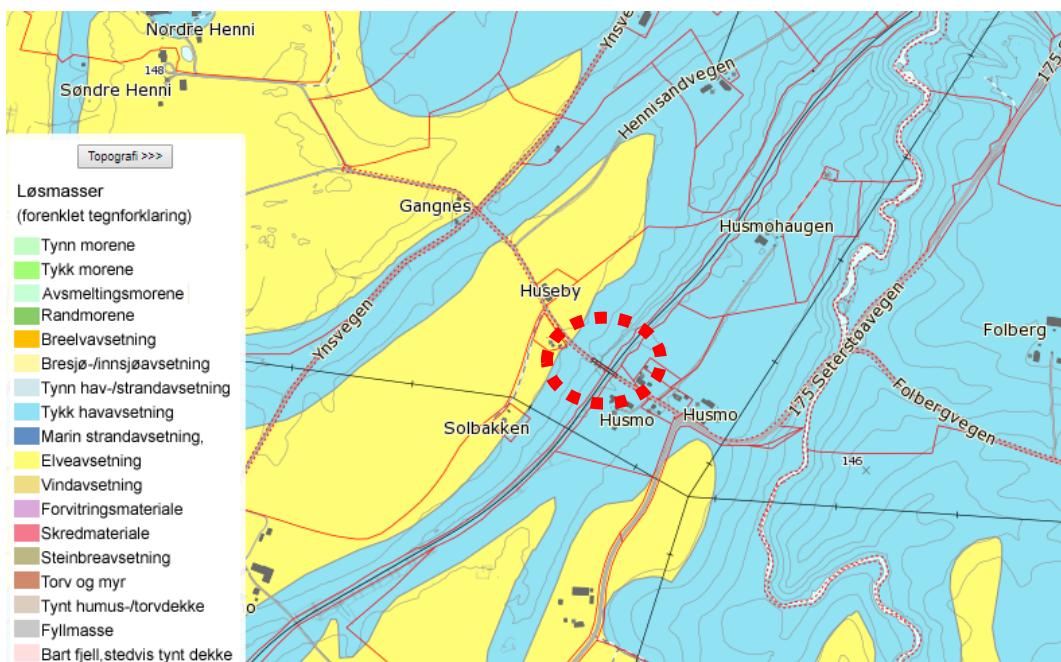
- Tegning B-01 Eksisterende bru, datert 26.10.2016, oppriss og snitt
- Tegning B-02 Forslag ny bru, datert 26.10.2016, oppriss

Det er ikke mottatt landskapsplaner som viser tiltaket i plan. Dette må følgelig utarbeides i detaljprosjekteringen og inngå i vurderingsunderlaget til prosjekterende geotekniker.

3. Terreng og grunnforhold

Brua krysser en bekkedal som ved brustedet ligger om lag på kote +135. Bekken under brua renner omlag 20 meter øst for skinnegangen. Fra bekkedalen stiger terrenget om lag med helning 1:7 mot vest, og ca. 1:3 mot øst. Enkelte partier av skråningene kan være brattere, spesielt ved tilløpsfyllinger for eksisterende landkar. Ifølge mottatt kartunderlag ligger terrenget rundt brua stort sett mellom kote +135 til +145. Området rundt består hovedsakelig av dyrket mark og noen boligtomter. Ca. 350 meter øst for brustedet renner elven *Sagstuåa*.

Kvartærgeologisk kart fra NGU indikerer at løsmassene i området består av tykk havavsetning og elveavsetning. Se Figur 3.



Figur 3. NGUs kvartærgeologiske kart (kilde ngu.no)

Det er utført grunnundersøkelser på planområdet.

Rap. Nr.:	Navn:	Utført av:	Dato:
1350020873	Husmo bru	Rambøll Norge AS	26.04.2017

Utførte grunnundersøkelser kan oppsummeres slik:

I opptatte prøveserier er det registrert tørrskorpeleire til 1-3 meters dybde. Under er det registrert leire til 15 meters dybde. Leira er lite til middels sensitiv og har ved konus- og enaksforsøk målt skjærfasthet mellom 24 kPa og >50 kPa.

Totalsonderinger indikerer at leira fortsetter til berg.

Poretrykksmålinger indikerer at grunnvannet ligger 0,8 meter under terreng i bunn av bekkedalen på vestlig side av den eksisterende broen. Målingene viser ca. 10 kPa poreovertrykk ved 10 meters dybde.

Dybder til antatt berg i borpunktene er 19-30 meter.

4. Myndighetskrav

Gjeldende regelverk skal legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen:

- NS-EN 1990-1:2002 + NA:2016 Eurokode 0 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1997-1: 2004 + NA:2016 Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering
- NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Eurokode 8 – Prosjektering for seismisk påvirkning
- NVEs veileder 7/2014
- Statens vegvesens Håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging»
- Teknisk regelverk, Bane NOR

TEK10 § 7-1 og § 7-2 stiller krav til sikkerhet mot flom, stormflo og skred. For skred skal følgende skredmekanismer undersøkes (hentet fra forskriftens veileder): skred i fast fjell (fjellskred og steinsprang), i løsmasser (jordskred, flomskred og kvikkleireskred) og i snø (løssnøskred, flaskred og sørpeskred).

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra *geoteknisk kategori og pålitelighetsklasse (CC/RC)*. Fastsettelse av *geoteknisk kategori og pålitelighetsklasse* gir krav om *kontrollklasse for prosjektering*.

Utbygging av ny bro skal gjøres i et område hvor det er registrert lite til middels sensitiv leire under et lag med tørrskorpeleire. Grunnforholdene i området er oversiktlige og på bakgrunn av dette er det vurdert at tiltaket faller inn under **geoteknisk kategori 2**, «konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold».

For tiltak som «Veg- og jernbanebruer» velges **pålitelighetsklasse 3**, som gir prosjekteringskontrollklasse 3 (**PKK3**) og utførelseskontrollklasse 3 (**UKK3**). Denne klassen stiller krav til egenkontroll, intern systematisk kontroll og en utvidet kontroll. I henhold til Statens vegvesens håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging» knyttes pålitelighetsklassene opp mot konsekvensklasser. For pålitelighetsklasse 3 tilsvarer dette konsekvensklasse CC3 i håndboka.

5. Sikkerhet mot naturpåkjenninger

5.1 Flom og skredfare

Området for ny bro på Husmo er ikke kartlagt i NVE sine flomsonekart. Ut i fra planområdets plassering vurderes at det ikke er risiko for flom på området, men at en i perioder med mye nedbør og stor snøsmelting kan få større vannføring i bekken øst for skinnegangen. Dette vurderes imidlertid ikke å utgjøre noen risiko for tiltaket så lenge erosjonsforhold langs bekkene ivaretas og ev. omlegging av bekk i rør og/eller i kulverter dimensjoneres tilstrekkelig.

5.2 Skred i sprøbruddsmateriale

Områdestabilitet skal vurderes i henhold til NVEs veileder 7/2014 [6].

Den nye broa skal bygges i et område som delvis ligger innenfor en tidligere kartlagt faresone for kvikkleireskred, sone 365 «Folmo-Husmo» se Figur 4.

I utgangspunktet er det Rambølls vurdering at tiltaket kan plasseres i tiltaksklasse K2, «...kommunale veger og trafikksikkerhetstiltak...» ([6]), og en antatt forverring av stabilitetsforholden på grunn av nye tilløpsfyllinger.

Da det ikke er registrert sprøbruddmateriale fra de opptatte prøveseriene [1], er det videre Rambølls vurdering at brustedet ligger utenfor et potensielt løsnemråde for kvikkleireskred.

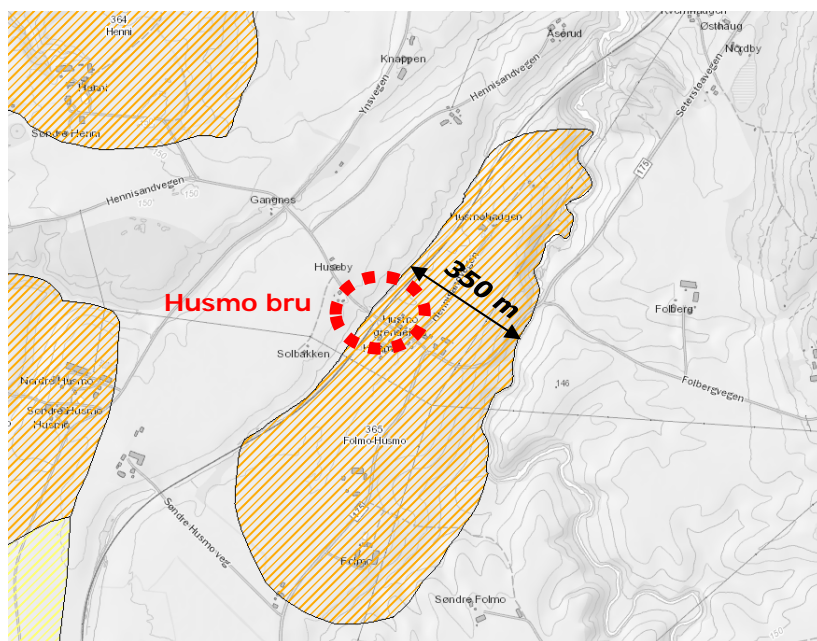
Dette skyldes også at et eventuelt områdeskred initiert i skråning ned mot Sagstuåa ikke vil berøre brustedet, da avstanden er for stor, ca. 350 m. Det antas at maksimal utbredelse av et slikt skred vil være omtrent 300 m, basert på skråningshøyde og forutsatt teoretisk bruddhelning 1:15.

Videre er det Rambølls vurdering at brustedet ikke ligger innenfor utløpsområde for høyereliggende fareområder lenger sør. Dette skyldes at bekkedalen er tilnærmet flat, med en marginal helning fra sør mot nord.

Som følge av dette er det Rambølls vurdering at sikkerheten mot områdestabilitet er tilstrekkelig dokumentert i henhold til [6].

Det påpekes at lokalstabiliteten for de enkelte tiltak skal kontrolleres og prosjekteres i samsvar med gjeldende regelverk i detaljprosjekteringen.

Utførte grunnundersøkelser gir ikke grunnlag for endring av hele faresonen.



Figur 4 Kartutsnitt over faresonen Folmo-Husmo (kilde: nve.no)

6. Fundamenteringsforhold

Eksisterende bro er direktefundamentert.

Den nye broen er prosjektert noe større og høyere enn eksisterende bro. Den nye broen vil da medføre en tilleggsbelastning på grunnen om den direktefundamenteres. Lasten vil påvirke den bløte leira. Høyt vanninnhold i leira (ca. 40 %) og poreovertrykk gjør den kompressibel og belastningen vil medføre setninger. Det anbefales derfor ikke å direktefundamentere.

Rambøll anbefaler å fundamenterer broen på peler til berg. Grunnundersøkelser indikerer at berg ligger på 30 meters dybde. På 10 meters dybde er det registrert ca. 10 kPa poreovertrykk i leira. Det anbefales ikke å velge rammede peler da ramming medfører stor massefortrengning som kan gi enda større poreovertrykk i leira. Skulle man allikevel velge rammede peler må poretrykket i grunnen overvåkes jevnlig i installasjonsperioden. For rammede peler skal det også utarbeides spesifikke rammekriterier.

Peler av profilstål anbefales ikke dersom disse må sveises på byggeplass, på grunn av tidkrevende sveisekontroll.

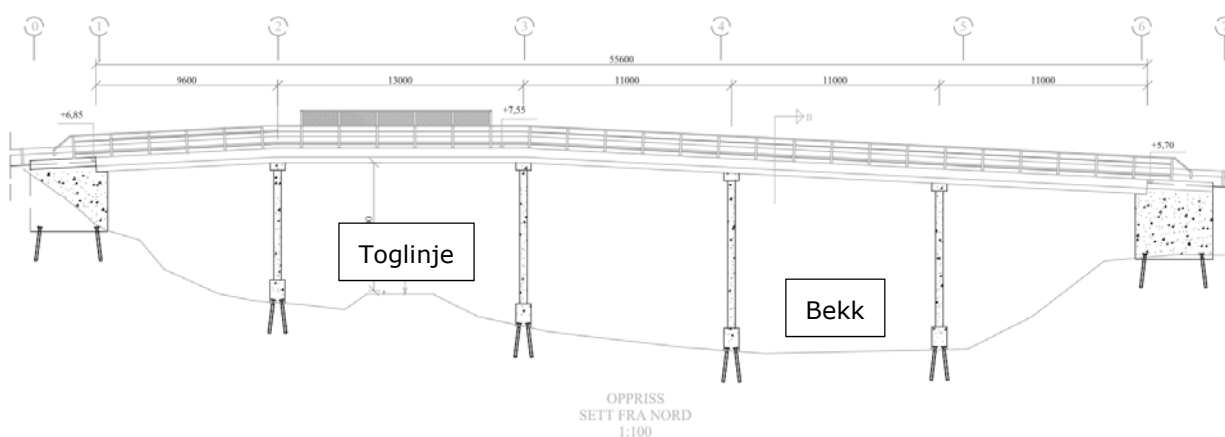
Det anbefales å bruke stålkjernepeler til fundamentering av den nye broa på Husmo. Fordelene med stålkjernepeler er at man får god innboring i berg, lite massefortrengning under installasjon og minimerer usikkerhet i anleggsperioden.

Borede stålrørspeler kan også være aktuelt.

Peletype, størrelse og antall bør avklares nærmere når lastberegningene fra broa er klare.

Peletype	Dimensjonerende tverrsnittskapasitet uten opptredende moment (kN)
Stålkjernepeler (Anbefalt)	1000-5700
Borede stålrørspeler	8000-25000

Tabell 1 Tverrsnittskapasitet peler. (Peleveiledningen)



Figur 5 Snittegning av bro.

7. Anleggsgjennomføring, geotekniske forhold

7.1 Telefarlighet

Resultater fra utførte kornfordelingsanalyser i borpunkt 2 og 6 viser at massene er telefarlige. Alle de analyserte prøvene fra 1-9 meter er i teleggruppe 3, altså «middels telefarlige». Den analyserte massen er karakterisert som leire.

Frostfri dybde er beregnet i henhold til Statens vegvesens håndbok V220.

Leire
$$z_F = K_F \times \sqrt{F} = 0,7 \times \sqrt{35\,000} = 131 \text{ cm}$$

z_F = frostfri dybde i cm

K_F = frostdybdefaktor ($K_F=0,7$ for leire)

F = frostmengde ($F_{100}=35\,000$ for Nes kommune ifølge SVV HB N200)

All fundamentering og tilbakefylling inntil fundamenter eller andre konstruksjonselementer skal være i frostsikker utførelse. I beregningene over er det forutsatt en frostmengde tilsvarende 100-års returperiode [5].

7.2 Bæreevnegruppe

Basert på resultater fra utførte grunnundersøkelser består undergrunnen av tørrskorpeleire over leire til berg. I henhold til [5] gir dette bæreevnegruppe 6.

7.3 Setninger

Stedlig leire er vannrik og forventes å være setningsgivende ved tilleggsbelastning på terreng. Dette må vurderes av geotekniker i detaljprosjekteringen. Det er ikke mottatt tegninger som viser eventuelle permanente fyllinger på terreng, men det forventes at det må etableres nye tilløpsfyllinger ved landkarene som følge av at ny bru er planlagt løftet omtrent 1 m sammenlignet med dagens bru.

7.4 Grunntype

Eurokode 8 har vært gjeldende standard for seismisk dimensjonering i Norge siden 2010. EC8 setter i prinsippet krav til at alle konstruksjoner i Norge skal motstå seismisk påvirkning. Tilfeller der det er gitt mulighet å utelate påvisning av konstruksjoner for seismisk påvirkning vurderes av RIB.

Fra Eurokode 8, tabell NA.3.1, er grunnforholdene beregnet/vurdert til å være **grunntype D** Dette er en forhåndsdefinert grunntype, «*Avleiringer som består av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.*»

Husmo ligger i et område der fjellgrunnens akselerasjon ifølge seismisk sonkart er $a_{g40\text{Hz}} = 0,55 \text{ m/s}^2$.

Seismisk klasse skal velges av RIB. Se tabell 2 for grunnens dimensjonerende akselerasjon beregnet for seismisk klasse II-IV.

Seismisk klasse	Grunnens dimensjonerende akselerasjon [m/s^2]
II ($\gamma_1=1,0$)	0,68
III ($\gamma_1=1,4$)	0,95
IV ($\gamma_1=2,0$)	1,36

Tabell 2 Grunnens dimensjonerende akselerasjon for seismisk klasse II-IV

8. Oppsummering og videre arbeider

Broa anbefales fundamentert på stålkjernepeler til berg. Det kan bli nødvendig å dimensjonere stålkjernepelene for seismiske lastpåkjenninger. Seismisk klasse skal fastsettes av RIB. Pelene må også kontrolleres for knekking.

Grunnvannsnivået ligger ca. 1 m under terreng i bunn av bekkedal, og det må vurderes sikring av eventuelle graveskrånninger for å unngå utskalking.

Foreliggende notat gir overordnede vurderinger i forbindelse med utbygging av ny bro. Følgende geotekniske arbeider gjenstår og må utført i forbindelse med detaljprosjekteringen:

- Detaljprosjektering av peler
- Setning- og stabilitetsforhold i forbindelse med etablering av nye tilløpsfyllinger og øvrige grave/fyllingsarbeider

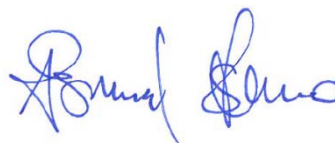
Behovet for supplerende undersøkelser må vurderes i påfølgende faser av prosjektet, basert på valg av fundamenteringsløsning og øvrige arbeider i grunnen.



Synnøve Wiger Austefjord

MSc. Geoteknikk

Avdeling Geoteknikk Sør & Øst



Åsmund Sjelmo

MSc. Geoteknikk

Avdeling Geoteknikk Sør og Øst

Referanser:

- [1] **Rambøll**: Geoteknisk datarapport, Husmo Bru, G-rap-001 1350022113 datert 29.03.2017.
- [2] **NIFS**: Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire. Rapport 14/2014. En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer.
- [3] **Peleveiledningen 2012**: Norsk geoteknisk forening
- [4] **Statens vegvesens Håndbok N400**: Bruprosjektering
- [5] **Statens vegvesens Håndbok N200**: Vegbygging
- [6] **NVE**: Sikkerhet mot Kvikkleierskred, veileder 7/2014

Vedlegg H

- K-bjelke

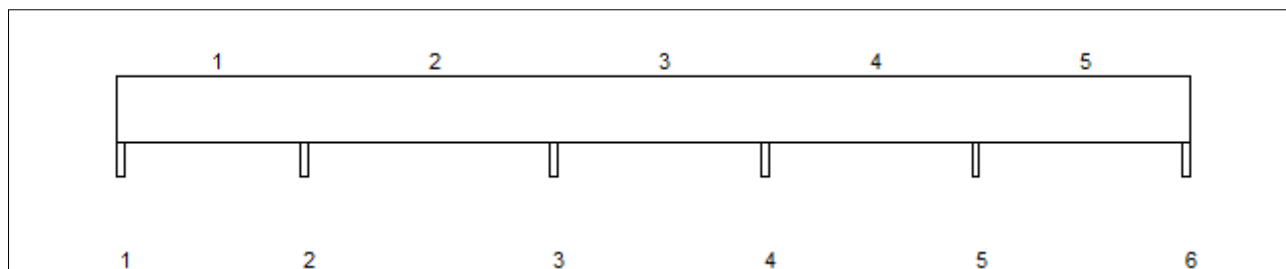
Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.3 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1 Armering i felt og ved opplegg
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

1.0 BJELKE MED 6 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	3	4	5	h.utkr.
Spennvidde	200	9600	13000	11000	11000	11000	200
Tverrsnitttype	1	1	1	1	1	1	1

Tverrsnitttype 1

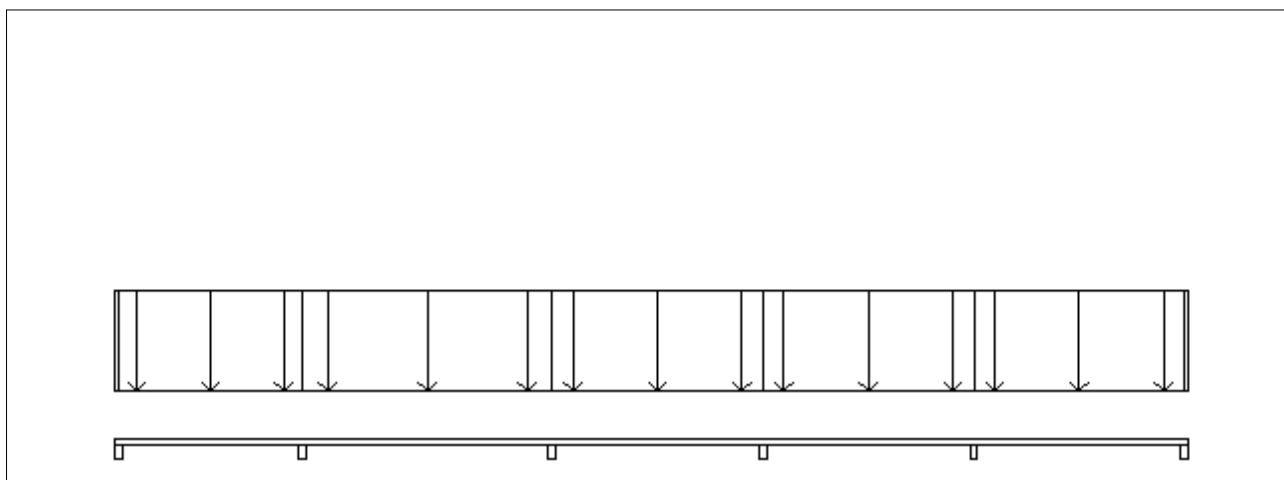
	b	4200	mm
	b1	500	mm
	b2	0	mm
	h	600	mm
	t1	1	mm
	t2	0	mm
	Zt	311	mm
	Areal	2,82E+06	mm ²
	Iy	8,43E+10	mm ⁴

Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018

1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		400					
2	Fri		400					
3	Fri		400					
4	Fri		400					
5	Fri		400					
6	Fri		400					

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,30	0,50	1,50

PSI-Faktor Kategori G :trafikk- parkeringsareal for mellomstore kjøretøy (30kN<kjøretøyvekt<160kN på to akslinger)

Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav

Pålitelighetsklasse: 3	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m ³
------------------------	--

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	70,51	16,75	22,68
2	70,51	16,75	22,68
3	70,51	16,75	22,68
4	70,51	16,75	22,68
5	70,51	16,75	22,68

Lastdata for LASTTOG nr: 1

Antall punktlaster: 4									
Lastfaktor									
		Risskontroll	Bruddgrense	P1 P2		P3 P4			
Punktlaster		0,60	1,50	↓ ↓		↓ ↓			
Nyttelast		0,60	1,50	a1		a2		a3	
P1 (kN)	a1 (mm)		P2 (kN)	a2 (mm)		P3 (kN)	a3 (mm)		P4 (kN)
	min	maks		min	maks		min	maks	
300,00	1200	1200	300,00	10000	10000	300,00	1200	1200	300,00
Lasttoget kjøres begge retninger ved beregning. Beregninger er gjort med nyttelaster samtidig med lasttoget. Nyttelaster plasseres i ugunstigste felt.									

Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018

1.4 MATERIALDATA

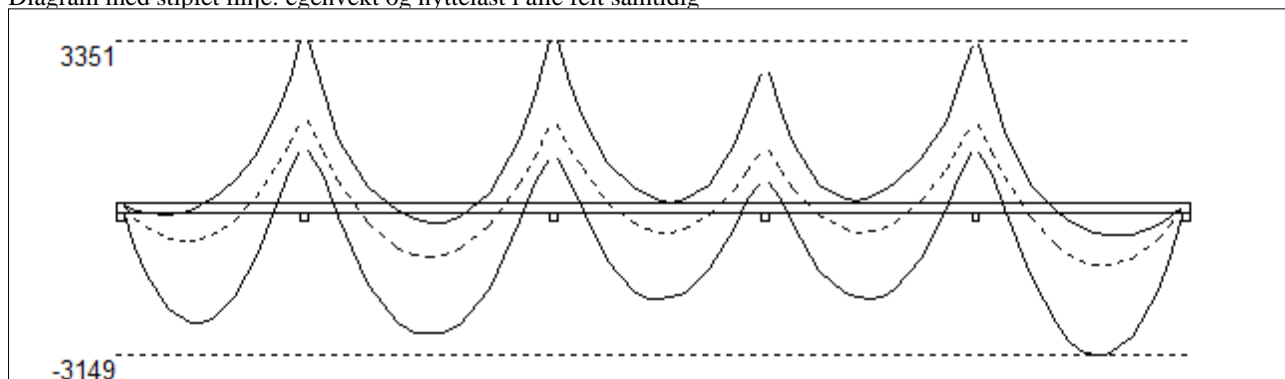
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XD3	XD3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	40	40
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	50	50
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	515			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,88
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00006
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00031
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: $D \geq 16$ mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget $\geq 50\%$ av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelast i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-503	-1258	-603	-2491
2	-703	-1442	-844	-2691
3	-386	-999	-463	-1999
4	-379	-986	-454	-1976
5	-813	-1683	-976	-3149

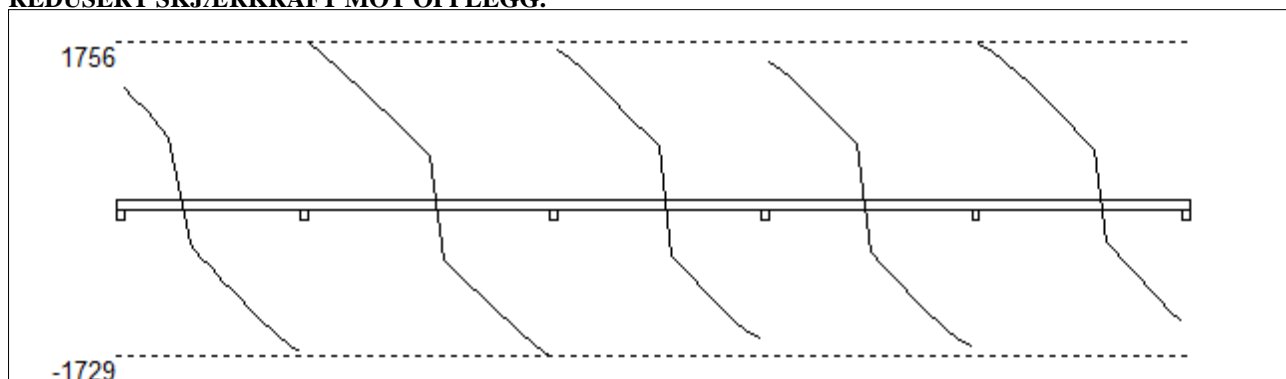
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	1060	1891	1272	3351
3	1012	1864	1215	3344
4	671	1416	805	2669
5	1028	1842	1234	3268
6	0	0	0	0

Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			1287	1233
2	-1724	-1669	1810	1756
3	-1783	-1729	1710	1656
4	-1582	-1528	1583	1529
5	-1672	-1618	1774	1720
6	-1409	-1354		

3.1 ARMERING I FELT OG VED OPPLGG

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

Feltarmering i underkant og overkant

	Felt	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
uk	1	1	81	25	25	65
uk	2	1	81	27	25	65
uk	3	1	81	20	25	65
uk	4	1	81	20	25	65
uk	5	1	81	31	25	65
ok	1	1	81	8	25	65
ok	2	1	81	8	25	65
ok	3	1	81	8	25	65
ok	4	1	81	8	25	65
ok	5	1	81	8	25	65

Overkantarmoring ved opplegg

Opplegg	Lag	Kantavstand	Antall	Diameter	Overdekning
1	1	81	8	25	65
2	1	81	35	25	65
3	1	81	35	25	65
4	1	81	28	25	65
5	1	81	34	25	65
6	1	81	8	25	65

Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018

3.2 FORANKRINGSLENGDE OG AVKORTING AV ARMERING

Forutsetning vedr. forankringslengde: Maks. halvparten av armeringen i felt eller over opplegg kan bli avkortet
D: armeringsdiameter
Forankringslengde i underkant: $29 \times D$ Forankringslengde i overkant: $41 \times D$
Kapasitetskurvene for moment, (M/Md), kan benyttes til å avkorte armering. Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
Forskyv endepunktene minst $3 \times D$ forbi teoretisk punkt (toleranseavvik)
M/Md for uk viser statistisk nødvendig andel av beregnet feltarmering i uk
M/Md for ok viser statistisk nødvendig andel av beregnet overkantarmring ved opplegg
M/Md for ok midt i felt kan eventuelt vise nødvendig andel av beregnet feltarmering i ok

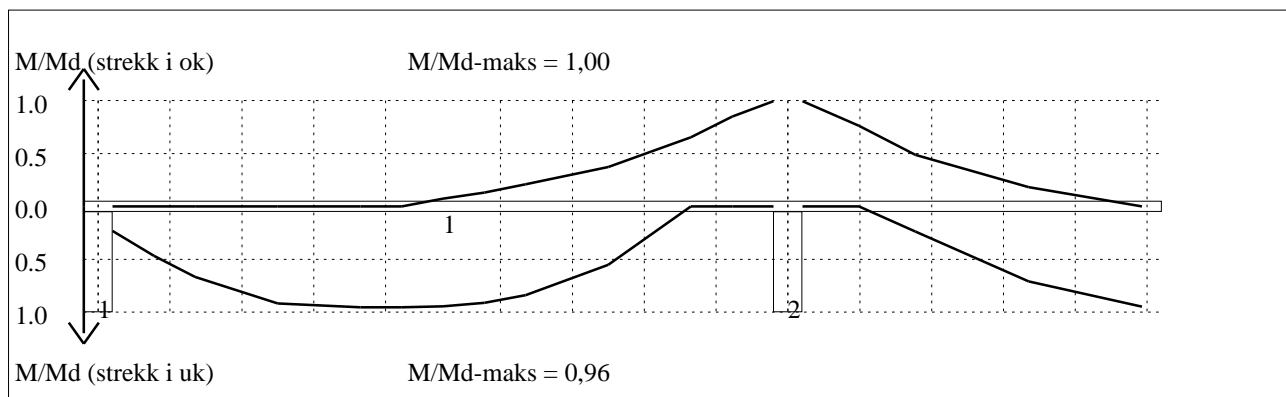
3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyer) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Det forutsettes at feltarmeringen i underkant av endefelt avsluttes som rette stenger, 50 mm fra bjelkeende
Opplegg nr 1
Det trengs ikke forankringsbøyer.
Opplegg nr 6
Det trengs ikke forankringsbøyer.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

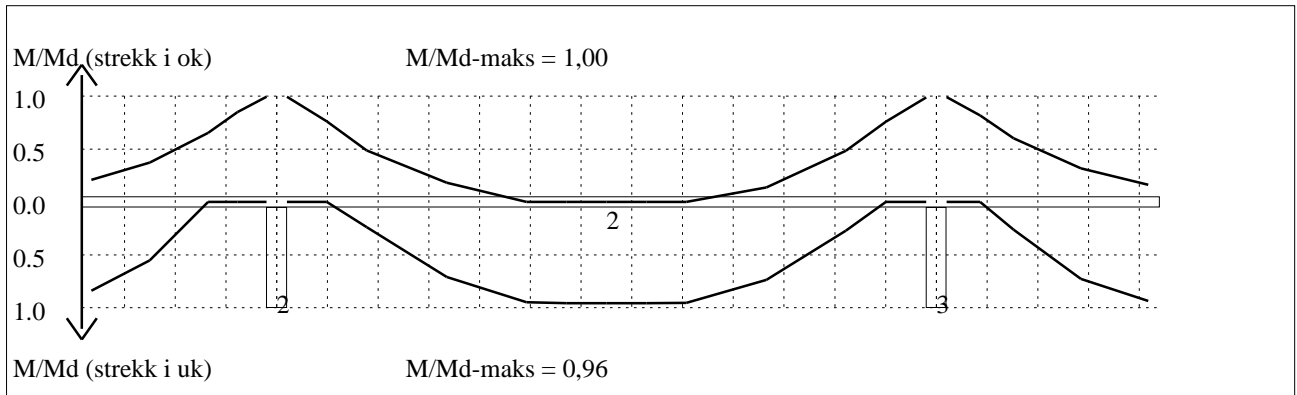
Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	3864	3864	3864	3864
2	3864	3864	3864	3864
3	3864	3864	3864	3864
4	3864	3864	3864	3864
5	3864	3864	3864	3864

4.1 MOMENTKONTROLL

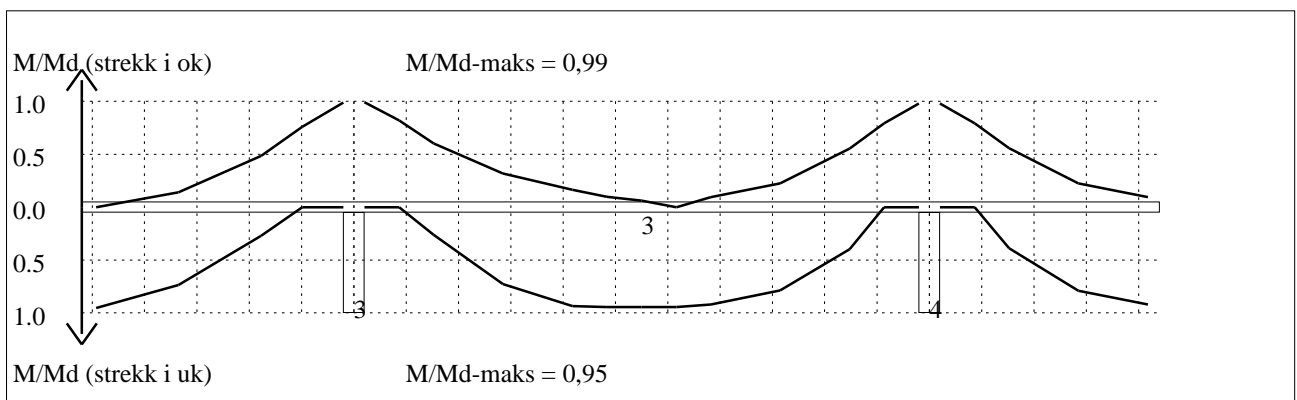


Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

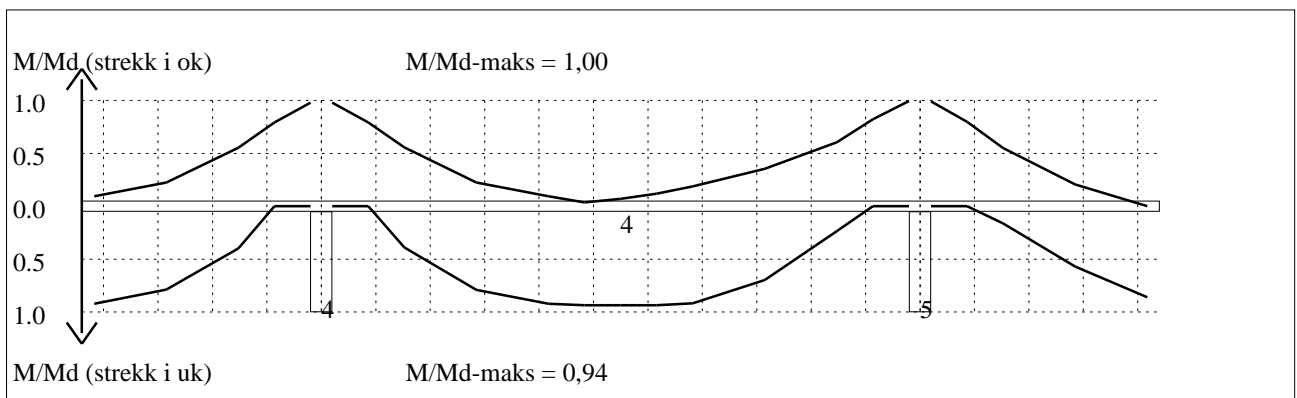
Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018



Momentkontroll for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

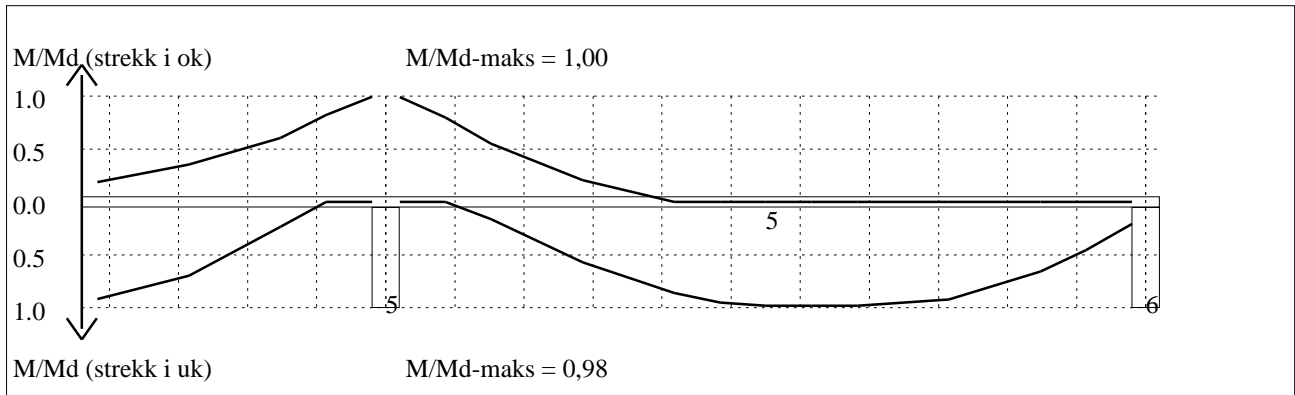


Momentkontroll for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Momentkontroll for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

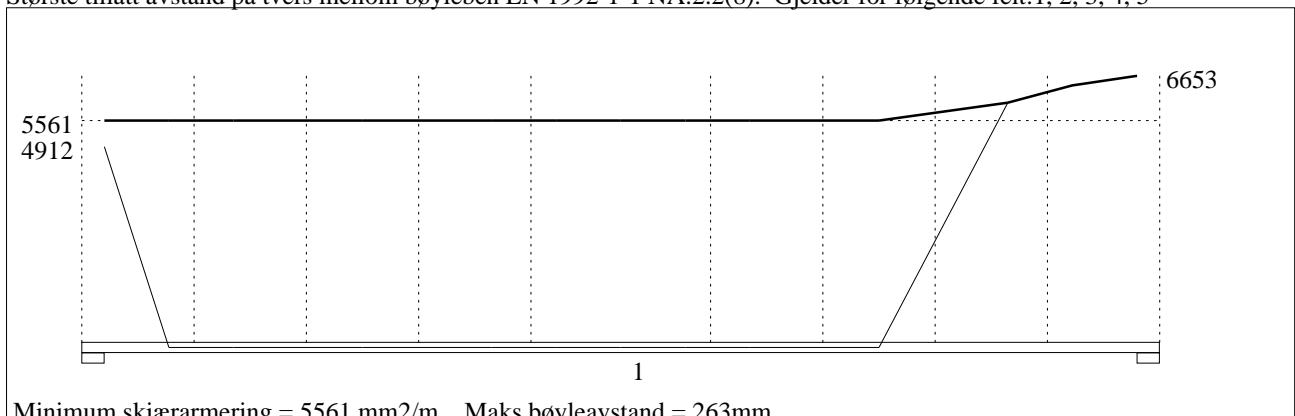
Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018



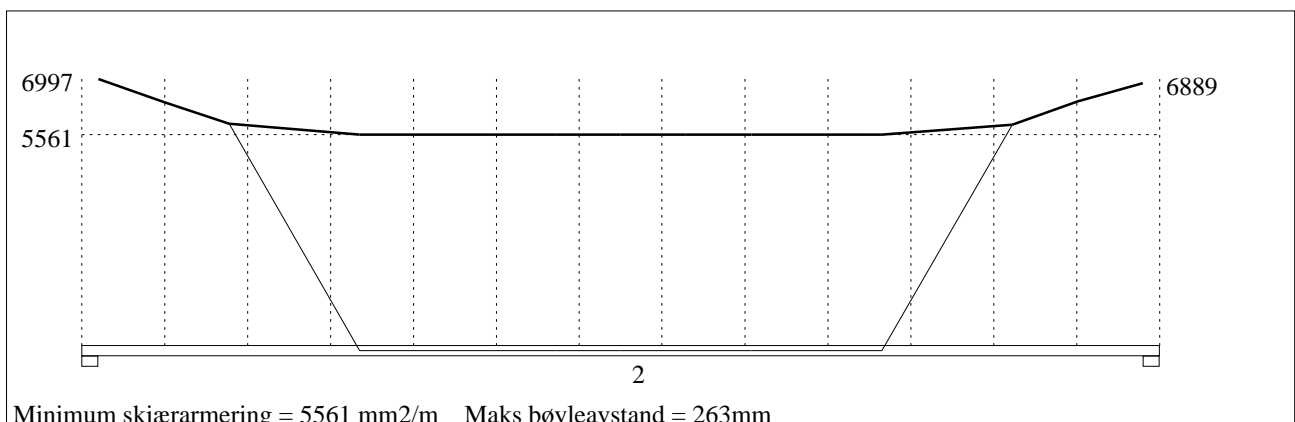
Momentkontroll for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING

Største tillatt avstand på tvers mellom bøyleben EN 1992-1-1 NA.2.2(8). Gjelder for følgende felt: 1, 2, 3, 4, 5

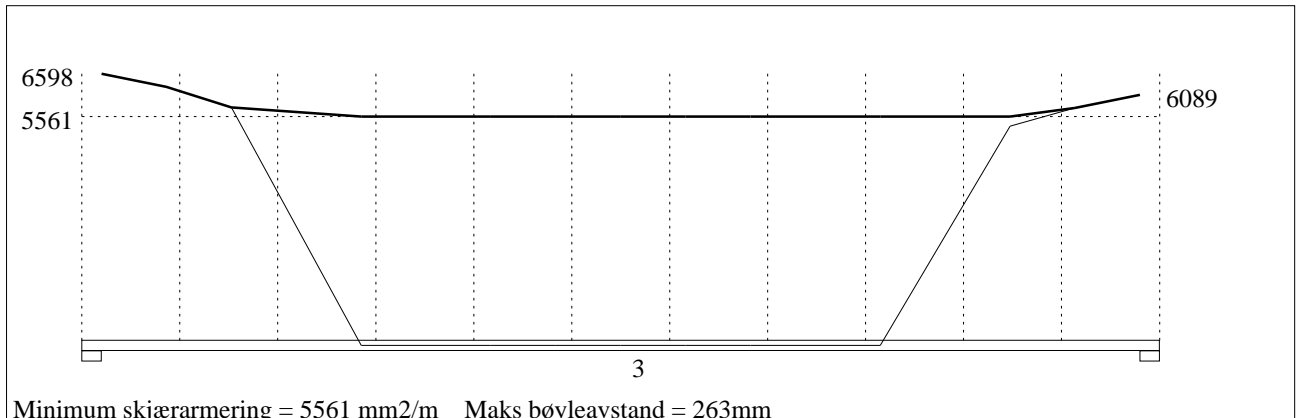


Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

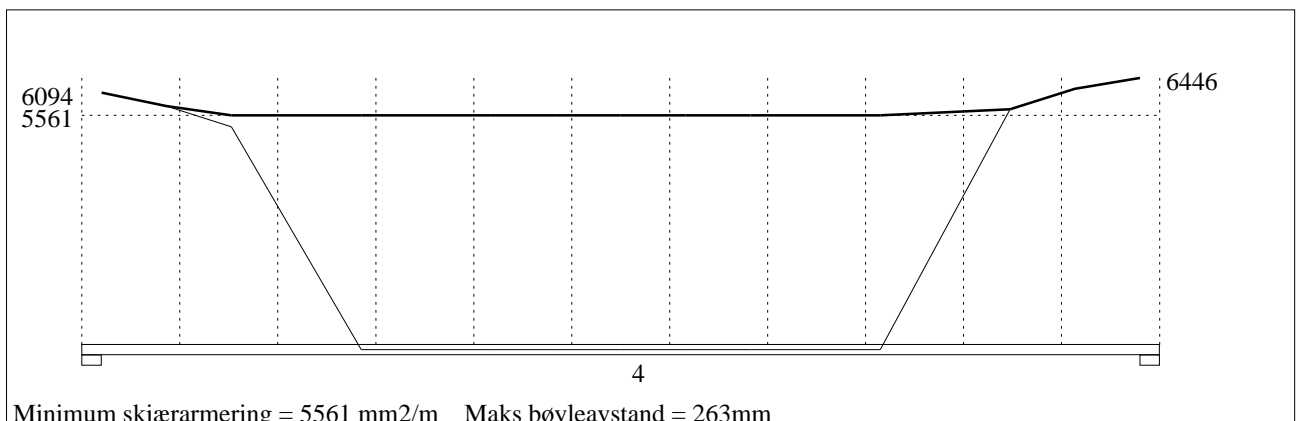


Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 2 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

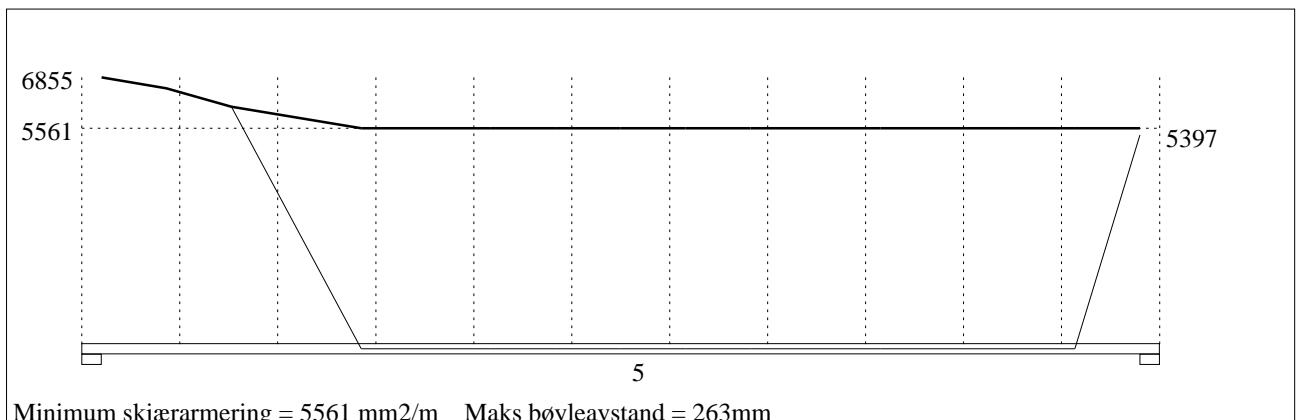
Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018



Minimum skjærarmring = 5561 mm²/m Maks bøyleavstand = 263mm
Skjærarmring (mm²/m) for felt nr 3 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Minimum skjærarmring = 5561 mm²/m Maks bøyleavstand = 263mm
Skjærarmring (mm²/m) for felt nr 4 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



Minimum skjærarmring = 5561 mm²/m Maks bøyleavstand = 263mm
Skjærarmring (mm²/m) for felt nr 5 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018

4.2.1 Skjærarmering i tverretning mellom steg og flens

Kombinasjon av armering for skjær og bøyning: NS-EN 1992-1-1 6.2.4(5) og 6.2.4(2)

Største av: Armering for bøyning + halvparten av skjærarmeringen, hele skjærarmeringen, minimumsarmering

Tverrarmeringen kan utjevnes over en lengde som angitt i NS-EN 1992-1-1 6.2.4(3)

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 1

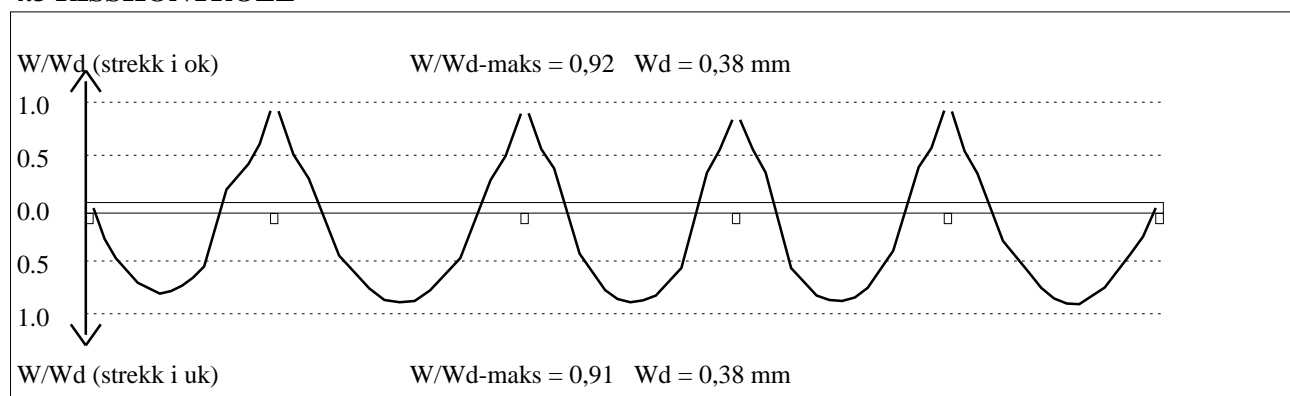
Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 2

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 3

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 4

Det er ikke nødvendig med skjærarmering i tverretning for felt nr 5

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Lasttog i betraktet felt
1	1	7	7	11
2	11	21	23	29
3	1	2	2	4
4	1	2	2	4
5	10	21	22	28

5.1 OPPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Krefter fra vandrende lasttog og nyttelast.			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Maks oppleggskraft		Maks moment		Maks oppleggskraft		Maks moment	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-315	0,00	-82	0,00	-620	0,00						
2	-1111	0,00	-289	0,00	-1065	0,00						
3	-1075	0,00	-279	0,00	-1052	0,00						
4	-894	0,00	-232	0,00	-946	0,00						
5	-1096	0,00	-285	0,00	-1048	0,00						
6	-395	0,00	-103	0,00	-647	0,00						

Tittel Masteroppgave			
Prosjekt Ny betongbru	Ordre	Sign KAAA	Dato 30-01-2018

5.2 OPPLGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Krefter fra vandrende lasttog og nyttelast.			
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Maks oppleggskraft		Maks moment	
					Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-378	0,00	-123	0,00	-930	0,00		
2	-1334	0,00	-433	0,00	-1598	0,00		
3	-1290	0,00	-419	0,00	-1578	0,00		
4	-1073	0,00	-349	0,00	-1419	0,00		
5	-1315	0,00	-427	0,00	-1571	0,00		
6	-474	0,00	-154	0,00	-970	0,00		

Vedlegg I

- Kalkulasjonshefte

- Beregnet etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 og NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008

Data		
		Referanse
Tverrsnittdata		
Høyde	h = 600 mm	Vedlegg H
Bredde underside	b = 4200 mm	Vedlegg H
Bredde overside	b = 5200 mm	Vedlegg H
Tverrsnittareal av betong	$A_C = 2820000$ mm^2	Vedlegg H
Materialdata		
Betongkvalitet	B35 (C35/45)	
Eksponeringsklasse	XD3	Tabell 4.1
Materialkoeffisient for betong	$\gamma_c = 1.5$	Tabell NA.2.1N
Lastkoeffisient for betong	$\alpha_{cc} = 0.85$	NA.3.1.6
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	Tabell 3.1
Dimensjonerende betongtrykkfasthet ($(\alpha_{cc} \times f_{ck}) / \gamma_c$)	$f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$	3.1.6
Minimum nominell overdekning	$C_{nom} = 50\text{mm}$	4.4.1.1
Middelerverdi av betongens aksialtrekkfasthet	$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$	Tabell 3.1
Stålkvalitet	B500NC	
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	
Materialfaktor for armeringsstål	$\gamma_s = 1.15$	Tabell NA.2.1N
Armeringens dimensjonerende flytegrense (f_{yk} / γ_s)	$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$	
Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense ($f_{ywd} = f_{yd}$)	$f_{cd} = 434.78 \text{ MPa}$	

Armeringsdata		
Hovedarmering	$\varnothing_L = \varnothing 25$	
Tverrarmering	$\varnothing_T = \varnothing 16$	
Bøyler	$\varnothing_S = \varnothing 16$	
Skjørarmeringens tverrsnittareal (4 x $\varnothing 16$)	$A_{sw} = 804 \text{ mm}^2$	
Annen data		
Vinkel mellom skjærarmering og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften	$\alpha = 90^\circ$	
Vinkel mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften	$\theta = 22^\circ$	
Avstand mellom ytterkant tverrsnitt og strekkarmeringens tyngdepunkt	$d = 521.5 \text{ mm}$	
Avstand mellom strekkarmeringens og trykkarmeringens tyngdepunkt	$h' = 443 \text{ mm}$	
Trykkgurt-koeffisient	$a_{cw} = 1.0$	
Tverrsnittets indre momentarm (0.9 x d)	$z = 469.35 \text{ mm}$	Figur 6.5
Fasthetsreduksjonsfaktor for betong	$v_1 = 0.6$	NA.6.10.aN

Minste og største armeringsareal:

(NA.9.2.1.1)

Minste armeringsareal for felt:

- $A_{s,\min} = \max \left[0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d ; 0.0013 \times b_t \times d \right]$

(lign. NA.9.1N)

- $b_t = 4200 \text{ mm}$

- bredde av strekksiden på tverrsnittet

$$A_{s,\min,\text{felt}} = \max [3644.7 \text{ mm}^2 ; 2847.4 \text{ mm}^2]$$

$A_{s,\min,\text{felt}} = 3644.7 \text{ mm}^2$

Minste armeringsareal ved opplegg:

- $A_{s,min} = \max \left[0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d ; 0.0013 \times b_t \times d \right]$ (lign. NA.9.1N)
 - $b_t = 5200 \text{ mm}$
 - bredde av strekksiden på tverrsnittet

$$A_{s,min,opplegg} = \max [4512.4 \text{ mm}^2 ; 3525.3 \text{ mm}^2]$$

$$\underline{A_{s,min,opplegg} = 4512.4 \text{ mm}^2}$$

Største armeringsareal:

$$A_{s,max} = 0.04 \times A_c$$

- $A_c = (4200 \times 600) + (500 \times 600) = 2\,820\,000 \text{ mm}^2$

$$\underline{A_{s,max} = 112\,800 \text{ mm}^2}$$

Største senteravstand mellom armeringsstenger:

(NA.9.3.1.1)

$$S_{max,hoved} = \min [250 ; 2 \times h]$$

$$S_{max,hoved} = \min [250 ; 1200]$$

$$\underline{S_{max,hoved} = 250 \text{ mm}}$$

$$S_{max,tverr} = \min [400 ; 3 \times h]$$

$$S_{max,tverr} = \min [400 ; 1800]$$

$$\underline{S_{max,tverr} = 400 \text{ mm}}$$

Skjærkapasitet:

(6.2.3)

Skjærkapasitet for konstruksjonsdeler med vertikal skjærarmoring:

$$V_{Rd} = \min [V_{Rd,s} ; V_{Rd,max}] \quad (\text{lign. 6.8 og 6.9})$$

- $V_{Rd,s} = (A_{sw}/S) \times Z \times f_{ywd} \times \cot(\theta)$
 - $S = 100 \text{ mm}$
 - Senteravstand mellom bøylor

$$V_{Rd,s} = 4060.8 \text{ kN}$$

- $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times Z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$
 - $b_w = 4200 \text{ mm}$
 - Bredde av steg

$$V_{Rd,max} = 8146.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min [4060.8 \text{ kN} ; 8136.3 \text{ kN}]$$

$V_{Rd} = 4060.8 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 3485 \text{ kN}$

(Vedlegg H)

 $V_{Rd} > V_{Ed} \rightarrow \text{OK, skjærkapasiteten er større enn største skjærkraft.}$

Senteravstand for skjærarmering:

(9.2.2)

Største tillatte senteravstand mellom skjærarmering:

$$p_w = A_{sw} / (S \times b_w \times \sin(\alpha)) \geq p_{w,min} = (0.1 \times \sqrt{f_{ck}}) / (f_{yk}) \quad (\text{lign. 9.4 og NA.9.5N})$$

- Ved å sette $p_w = p_{w,min}$ finner man største senteravstand for bøylor

- o p_w - Skjærarmeringsforholdet

$$S_{max} = (A_{sw} \times f_{yk}) / (0.1 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w)$$

$S_{max} = 161.8 \text{ mm}$

Største senteravstand mellom skjærarmeringsenheter:

$$S_{l,max} = 0.6 \times h' \times (1 + \cot(\alpha)) \quad (\text{lign. NA.9.6N})$$

$$S_{l,max} = 265.8 \text{ mm}$$

Senteravstand mellom bøylor:

$$S_1 = (A_{sw} \times 0.78 \times d \times f_{yk} \times \cot(\theta)) / (V_{Ed})$$

$$S_1 = 116.1 \text{ mm}$$

Senteravstand mellom bøylor:

$$S = \min [S_{max} ; S_{l,max} ; S_1]$$

$$S = S_1 = 116.1 \text{ mm}$$

→ Velger senteravstand $S = 100 \text{ mm}$

Fordelingsarmering:

Fordelingsarmering skal ikke være mindre enn 20% av hovedarmering (9.3.1.1(2))

Senteravstand for fordelingsarmering:

$S_{fordeling} = \max [3 \times h ; 400]$ (NA.9.3.1.1)

$S_{fordeling} = 400 \text{ mm}$

Vedlegg J

- Kontroll av verdier fra K-bjelke

$$K = (M_{Ed}) / (b \times d^2 \times f_{ck})$$

- b = bredde av trykkside av tverrsnittet

Største indre momentarm:

$$Z_{max} = 0.95 \times d$$

$$Z_1 = d \times (0.5 \times \sqrt{0.25 - (\frac{K}{1.134})})$$

Tverrsnittets indre momentarm:

$$Z = \min [Z_{max} ; Z_1]$$

Nødvendig armeringsareal for å motstå moment:

$$A_s = (M_{Ed}) / (Z \times f_{yd})$$

Felt 1:

$$M_{Ed} = 2491 \text{ kNm}$$

(Vedlegg H)

$$K = 0.05$$

$$Z = \min [495.4 \text{ mm} ; 497.4 \text{ mm}]$$

$$Z = 495.4 \text{ mm}$$

$$A_s = 11565 \text{ mm}^2$$

Ved bruk av Ø25:

$$\underline{\underline{11565 \text{ mm}^2 / 491 \text{ mm}^2 = 23.55}}$$

→trenger 24stk Ø25

$$\underline{\underline{A_s = 11784 \text{ mm}^2}}$$

Felt 5:

$$M_{Ed} = 3149 \text{ kNm}$$

(Vedlegg H)

$$K = 0.064$$

$$Z = \min [495.4 \text{ mm} ; 490.2 \text{ mm}]$$

$$A_s = 14775 \text{ mm}^2$$

Ved bruk av Ø25:

$$\underline{14775 \text{ mm}^2 / 491 \text{ mm}^2 = 30.09}$$

→trenger 31stk Ø25

$$\underline{A_s = 15221 \text{ mm}^2}$$

Opplegg 4:

$$M_{Ed} = 2669 \text{ kNm}$$

(Vedlegg H)

$$K = 0.067$$

$$Z = \min [495.4 \text{ mm} ; 488.6 \text{ mm}]$$

$$Z = 488.6 \text{ mm}$$

$$A_s = 12564 \text{ mm}^2$$

Ved bruk av Ø25:

$$\underline{12564 \text{ mm}^2 / 491 \text{ mm}^2 = 25.59}$$

→trenger 26stk Ø25

$$\underline{A_s = 12766 \text{ mm}^2}$$

Opplegg 2:

$$M_{Ed} = 3351 \text{ kNm}$$

(Vedlegg H)

$$K = 0.084$$

$$Z = \min [495.4 \text{ mm} ; 479.5 \text{ mm}]$$

$$Z = 479.5 \text{ mm}$$

$$A_s = 16074 \text{ mm}^2$$

Ved bruk av Ø25:

$$\underline{\underline{16074 \text{ mm}^2 / 491 \text{ mm}^2 = 32.73}}$$

→trenger 33stk Ø25

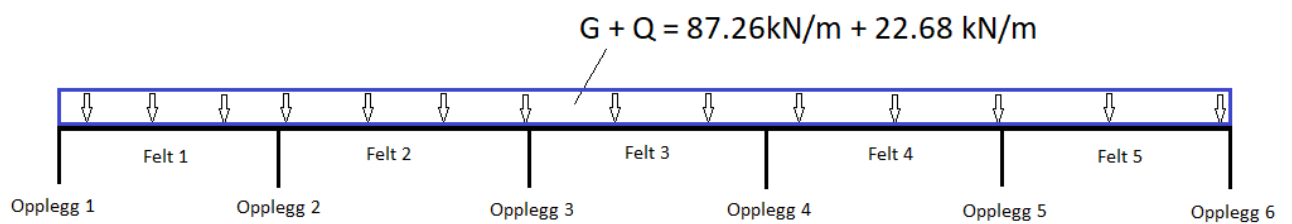
$$\underline{\underline{A_s = 16203 \text{ mm}^2}}$$

Vedlegg K

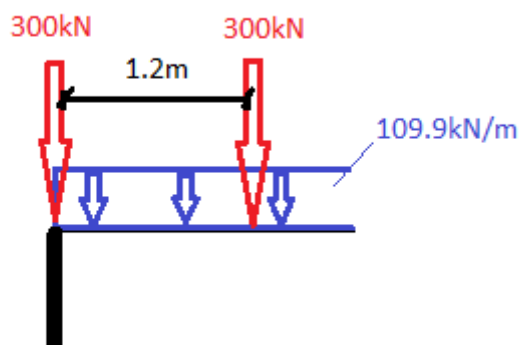
- Vertikal last på pilarer

Egenvekt og variable last virker over hele bruspennet, mens punktlasten fra vogntog plasseres i nærheten av opplegg for å finne største vertikale last på piler.

Lastene legges inn i K-bjelke, uten lastfaktorer, for å finne største karakteristiske vertikale last på piler:



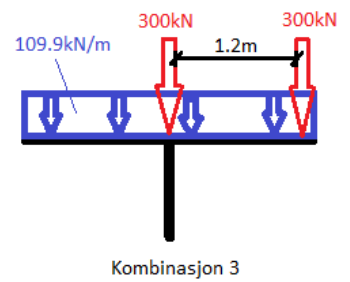
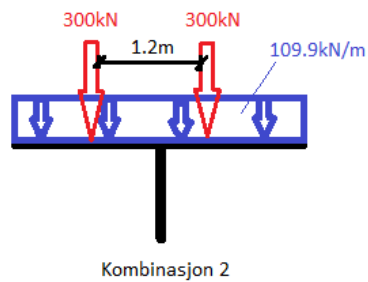
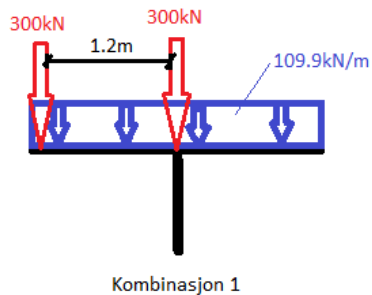
Opplegg 1:



Last på opplager 1:

$$869 \text{ kN} + 82 \text{ kN}$$

Opplegg 2, 3, 4 og 5:



Last på opplegg 2:

$$\text{Kombinasjon 1} = 1702\text{kN} + 298\text{kN}$$

$$\text{Kombinasjon 2} = 1708\text{kN} + 289\text{kN}$$

$$\text{Kombinasjon 3} = 1709\text{kN} + 289\text{kN}$$

Last på opplegg 3:

$$\text{Kombinasjon 1} = 1675\text{kN} + 279\text{kN}$$

$$\text{Kombinasjon 2} = 1672\text{kN} + 279\text{kN}$$

$$\text{Kombinasjon 3} = 1663\text{kN} + 279\text{kN}$$

Last på opplegg 4:

$$\text{Kombinasjon 1} = 1487\text{kN} + 232\text{kN}$$

$$\text{Kombinasjon 2} = 190\text{kN} + 232\text{kN}$$

$$\text{Kombinasjon 3} = 1487\text{kN} + 232\text{kN}$$

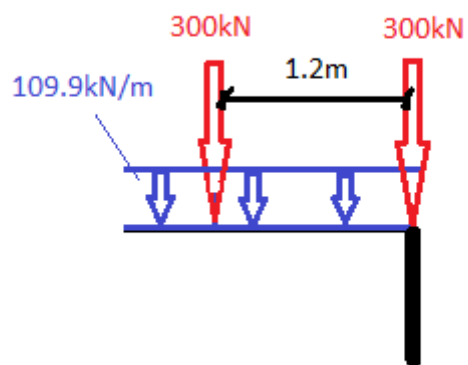
Last på opplegg 5:

Kombinasjon 1 = 1683kN + 285kN

Kombinasjon 2 = 1693kN + 285kN

Kombinasjon 3 = 1697kN + 285kN

Opplegg 6:



Last på opplegg 6:

947kN + 103kN

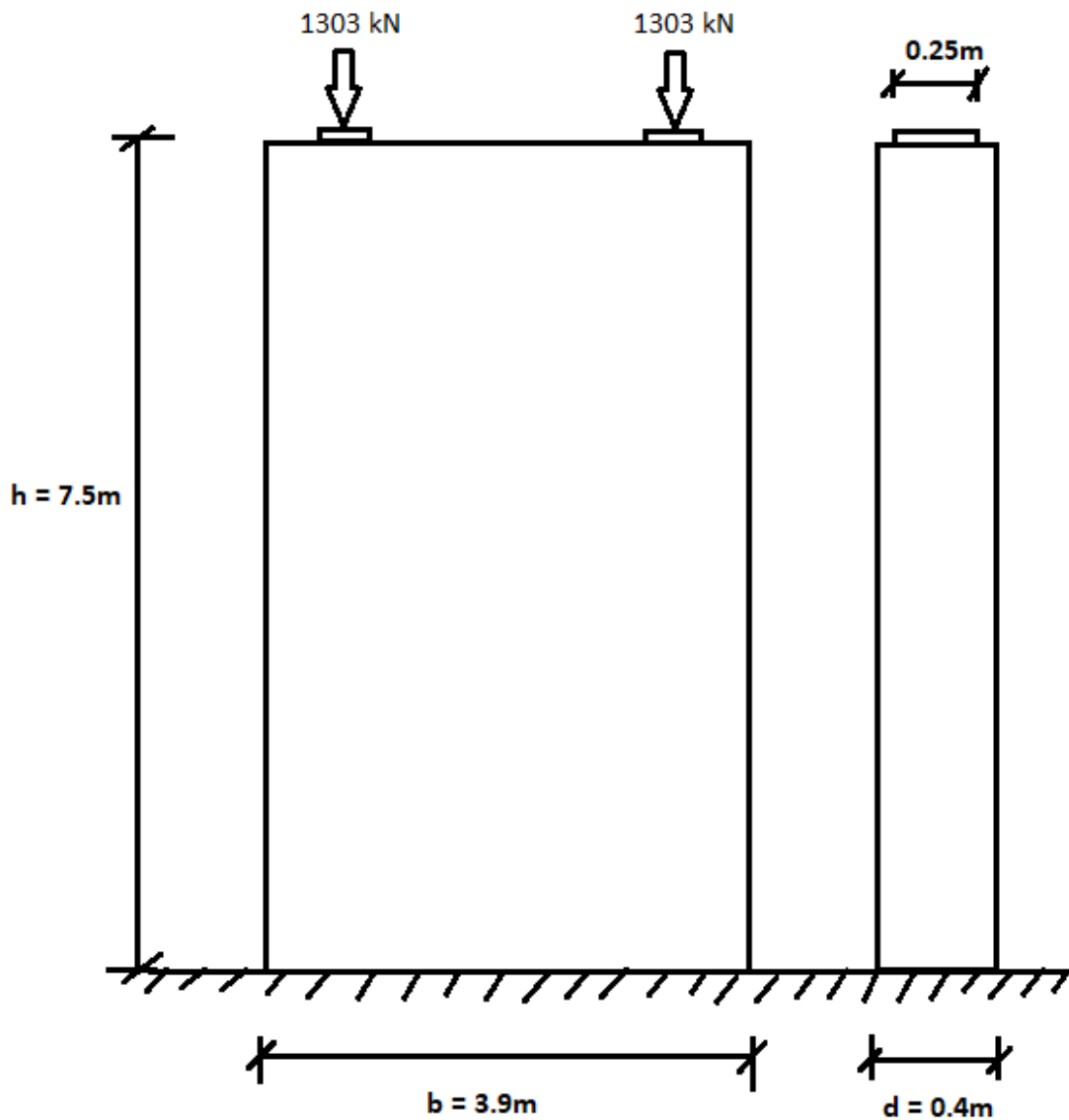
Vedlegg L

- Dimensjonering med stavmodellen

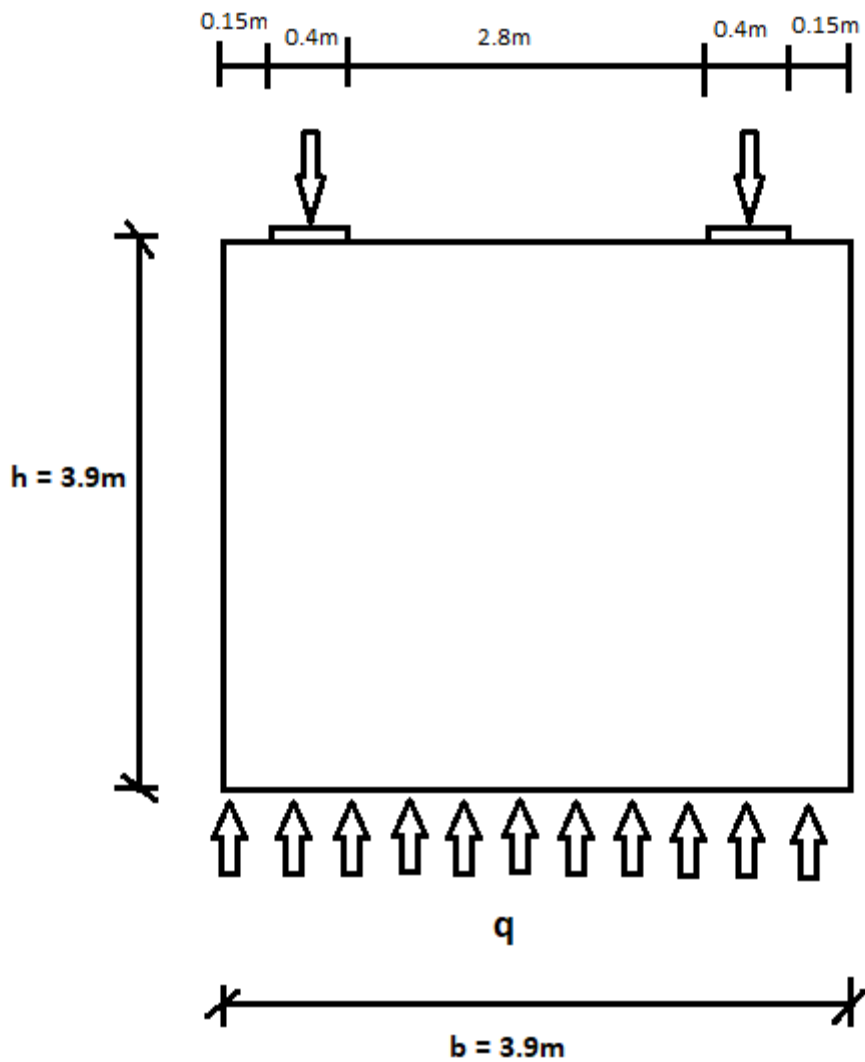
- Beregnet i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Beregningene er utført for søylen med størst punktlast fra bruplate og kjøretøylast.

Søyle ved opplegg 2

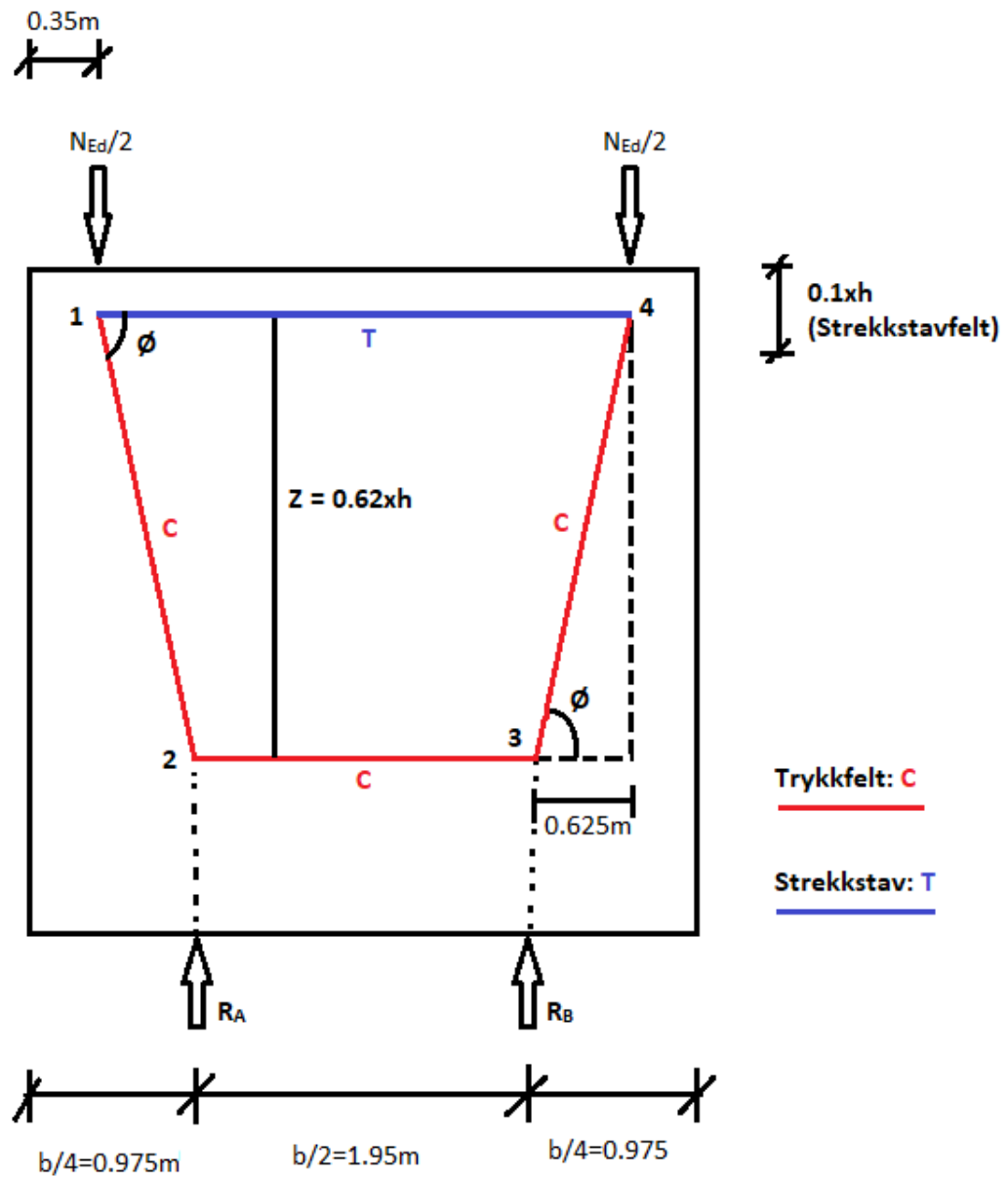


Isolering av diskontinuitetsområde: $h=b$



Bruker St. Venants prinsipp ved isolering av diskontinuitetsområdet. Setter derfor høyden lik bredden.

Stavmodell:



Egenvekt av D-regionen:

$$25\text{kN/m}^3 \times 3.9\text{m} \times 3.9\text{m} \times 0.4\text{m} = 152.1 \text{ kN}$$

Dimensjonerende egenvekt:

$$1.35 \times 152.1\text{kN} = 205 \text{ kN}$$

Reaksjonskrefter, R_A og R_B :

$$R_A = R_B$$

$$R_A + R_B = 1303\text{kN} + 1303\text{kN} + 205\text{kN} = 2811\text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = R_B = 2811/2 = 1405.5\text{ kN}$$

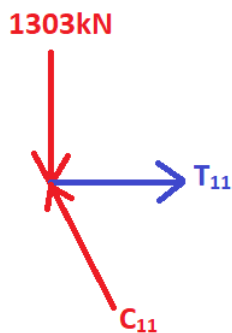
Vinkel \emptyset :

$$\emptyset = \tan^{-1}(Z/0.625) = \tan^{-1}(2.535/0.625) = 75.5^\circ$$

Resultantkrefter i nodene:

- Node 1 = Node 4
 - o Resultantkreftene er like i begge nodene
- Node 2 = Node 3
 - o Resultantkreftene er like i begge nodene

Node 1:



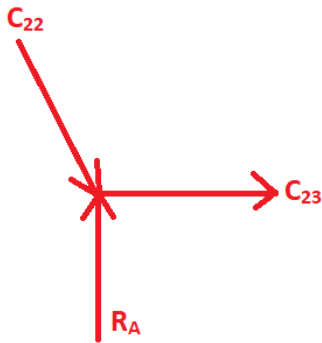
$$\sum F_y = 1303 - (C_{11} \times \sin(\emptyset)) = 0$$

$$\rightarrow C_{11} = (1303 / \sin(\emptyset)) = 1345.9\text{ kN}$$

$$\sum F_x = T_{11} - (C_{11} \times \cos(\emptyset)) = 0$$

$$\rightarrow T_{11} = 1345.9 \times \cos(\emptyset) = 336.9\text{ kN}$$

Node 2:



$$\sum F_y = 1405.5 - (C_{22} \times \sin(\emptyset)) = 0$$

$$\rightarrow C_{22} = (1405.5 / \sin(\emptyset)) = 1451.7 \text{ kN}$$

$$\sum F_x = C_{23} - (C_{22} \times \cos(\emptyset)) = 0$$

$$\rightarrow C_{23} = 1451.7 \times \cos(\emptyset) = 363.5 \text{ kN}$$

Kontroll av spenninger i nodene:

Kontroll av trykk-noder: Node 2 og node 3

Trykkspenningskapasitet:

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \times v' \times f_{cd} \quad (\text{lign. 6.60})$$

- $k_1 = 1.0$

$$(\text{NA.6.5.4(4)})$$

- $v' = 1 - (f_{ck} / 250)$

$$(\text{lign. 6.57N})$$

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_{Rd,max} = 1.0 \times (1 - (35/250)) \times ((0.85 \times 35) / 1.5) = 17.06 \text{ MPa}$$

Faktisk trykkspenning i node 2 og node 3:

$$\sigma_{22} = C_{22} / (d \times W_s)$$

- $C_{22} = 1451.7 \text{ kN}$
- $d = 400 \text{ mm}$
- $W_s = 487.4 \text{ mm}$
 - $W_s = (l_b \times \sin(\emptyset)) + (w_t \times \cos(\emptyset))$
 - $l_b = 400 \text{ mm}$
 - $w_t = 400 \text{ mm}$

$$\sigma_{22} = 7.45 \text{ MPa}$$

→ Sjekker kun σ_{22} siden $C_{22} \gg C_{23}$

$\sigma_{Rd,max} > \sigma_{22} \rightarrow \text{OK}$, trykkspenningskapasiteten er større en faktisk trykkspenning

Kontroll av trykk-strekk node: Node 1 og node 4

Trykkspenningskapasitet:

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \times v' \times f_{cd} \quad (\text{lign. 6.61})$$

- $K_2 = 0.85$ (NA.6.5.4.(4))
- $v' = 1 - (f_{ck} / 250)$ (lign. 6.57N)
 - $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_{Rd,max} = 0.85 \times (1 - (35/250)) \times ((0.85 \times 35) / 1.5) = 14.5 \text{ MPa}$$

Faktisk trykkspenning i node 1 og node 4:

Trykk fra lager:

$$\sigma_{lager} = 1303 \text{ kN} / \text{areal av opplager}$$

- Areal av opplager = 250mm x 400 mm

$$\sigma_{lager} = 13.03 \text{ MPa}$$

Anser 0.4m dybde av pilar:

$$\sigma_{0.4} = C_{11} / (d \times W_s)$$

- $C_{11} = 1345.9 \text{ kN}$
- $D = 400 \text{ mm}$
- $W_s = 487.4 \text{ mm}$

$$\sigma_{0.4} = 6.9 \text{ MPa}$$

Anser 0.25m dybde av lager:

$$\sigma_{0.25} = C_{11} / (0.25\text{m} \times W_s)$$

- $C_{11} = 1345.9 \text{ kN}$
- $W_s = 487.4 \text{ mm}$

$$\sigma_{0.25} = 11.05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{Rd,max} > \sigma_{lager}, \sigma_{0.4}, \sigma_{0.25} \rightarrow \text{OK}$, trykkspenningskapasiteten er større enn faktisk trykkspenning.

Vertikalarmering:

Minimumsarmering:

$$A_{s,v,min} = 0.002 \times A_c$$

(NA.9.6.2(1))

- $A_c = d \times h$
 - $d = 400 \text{ mm}$
 - $h = 1000 \text{ mm}$
 - For å få armeringsareal per meter
- $A_c = 400000 \text{ mm}^2$

$$A_{s,v,min} = 800 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{armeringsareal for begge sider}$$

$$A_{s,v,min} = 400 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{armeringsareal per side}$$

Største tillatte senteravstand:

$$S_{max} = \min [3 \times d ; 400] \quad (9.6.2(3))$$

$$S_{max} = \min [1200\text{mm} ; 400\text{mm}]$$

$$S_{max} = 400 \text{ mm}$$

Optimal senteravstand:

$$S = [(1000 \text{ mm}) / A_{s,v,min} (\text{per side})] \times A_\emptyset$$

- $A_\emptyset = 113 \text{ mm}^2$ (velger Ø12 som vertikalarmering)

$$S = 282.5 \text{ mm}$$

Velger senteravstand lik 250 mm for enkelhetsskyld (4Ø12 per meter).

Maksimumarmering:

$$A_{s,v,max} = 0.04 \times A_c$$

(NA.9.6.2(1))

- $A_c = d \times h$
 - $d = 400 \text{ mm}$
 - $h = 1000 \text{ mm}$
 - For å få armeringsareal per meter
- $A_c = 400000 \text{ mm}^2$

$$A_{s,v,max} = 160000 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{armeringsareal for begge sider}$$

$$A_{s,v,max} = 80000 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{armeringsareal per side}$$

Anskaffet armeringsareal:

$$A_{s,v} = 4 \times A_{12} = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,h,min} < A_{s,v} < A_{s,v,max} \rightarrow \text{OK}$$

Horisontalarmering:

Minimumsarmering:

$$A_{s,h,min} = \max [0.25 \times A_{s,v} ; (0.3 \times A_c \times f_{ctm}) / f_{yk}]$$

(NA.9.6.3(1))

- $A_{s,v} = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$
- $A_c = 4000000 \text{ mm}^2$
- $f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$
 - B35 betong
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
 - B500NC stål

(tabell 3.1)

$$A_{s,h,min} = \max [113 \text{ mm}^2/\text{m} ; 768 \text{ mm}^2/\text{m}]$$

$$A_{s,h,min} = 768 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Armeringsareal per side}$$

Største tillatte senteravstand:

$$S_{\max} = 400 \text{ mm} \quad (9.6.3(2))$$

KAP: Optimal senteravstand:

$$S = [(1000 \text{ mm}) / A_{s,h,min} (\text{per side})] \times A_{\emptyset}$$

- $A_{\emptyset} = 201 \text{ mm}^2$ (velger Ø16 som horisontalarmering)

$$S = 261.7 \text{ mm}$$

Velger senteravstand lik 250 mm for enkelhetsskyld (4Ø16 per meter).

Anskaffet armeringsareal:

$$A_{s,h} = 4 \times A_{16} = 804 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Nødvendig armeringsareal i strekkstavfelt:

$$A_s = T_{11} / f_{yd}$$

- $T_{11} = 336.9 \text{ kN}$
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 - $\gamma_s = 1.15$

$$A_s = (336.9 \times 10^3 \text{ N}) / 434.78 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 774.87 \text{ mm}^2$$

→ Velger å bruke Ø16, da dette brukes som horisontalarmering.

$$\text{Trenger } 4\text{Ø}16 \rightarrow A_s = 804 \text{ mm}^2$$

Tverrestrekk pga. delvis diskontinuitet:

$$T = \frac{1}{4} \times ((b-a)/b) \times F \rightarrow b < h/2 \quad (\text{lign. 6.58})$$

- $B = 400 \text{ mm}$
- $A = 250 \text{ mm}$
- $F = 1303 \text{ kN}$

$$T = 122 \text{ kN}$$

Nødvendig armeringsareal for å oppta tverrstrekk:

$$A_{s,T} = T / f_{yd}$$

- $T = 122 \text{ kN}$
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 434.78 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 - $\gamma_S = 1.15$

$$A_{s,T} = 280.6 \text{ mm}^2$$

➔ Nødvendig armeringsareal er så lavt at det antas at endebøyler vil oppta tverrstrekket.

Vedlegg M

- Vindlast

- Beregnet i henhold til NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Basisvindhastighet:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \quad (\text{lign. 4.1})$$

- $C_{dir} = 1.0$
 - Retningsfaktor (alle retninger)
- $C_{season} = 1.0$
 - Årstidsfaktor
- $V_{b,0} = 22 \text{ m/s}$ (tabell NA.4(901.1))
 - Referansevindhastighet for Nes, Akershus

$$V_b = 1.0 \times 1.0 \times 22 \text{ m/s} = 22 \text{ m/s}$$

X-retning:

Drag koeffisient i x-retning: Beskyttelseskjerm

$$C_D = C_e \times C_{f,x} = 2.15 \times 2.15 = 4.62 \quad (\text{lign. 8.2})$$

Drag koeffisient i x-retning: Vanlig brurekkverk

$$C_D = C_e \times C_{f,x} = 2.15 \times 1.3 = 2.80 \quad (\text{lign. 8.2})$$

Eksponeringsfaktor:

- $C_e = 2.15$ (figur 4.2)
 - Terrenkategori II (tabell 4.1)
 - Område med lav vegetasjon og spredte hindringer
 - Terrenformfaktor, $C_0 = 1.0$ (lign. A.1)
 - Flatt terreng
 - Høyde over terreng, $z = 8 \text{ m}$

Kraftfaktor i x-retning: Beskyttelsesskjerm

- $C_{f,x} = C_{f,x,0} = 2.15$ (figur 8.3)
 - $b/d_{tot} = 1.13$
 - b – bredde av bruplate = 5.2 m (figur 8.1)
 - d_{tot} – total høyde av bruplate med rekkverk = 4.6 m (tabell 8.1)

Kraftfaktor i x-retning: Vanlig brurekkverk

- $C_{f,x} = C_{f,x,0} = 1.3$ (figur 8.3)
 - $b/d_{tot} = 4.33$
 - b – bredde av bruplate = 5.2 m (figur 8.1)
 - d_{tot} – total høyde av bruplate med rekkverk = 1.2 m (tabell 8.1)

Referanseareal for x-retning: Beskyttelsesskjerm

$$A_{ref,x} = d_{tot} \times L$$

- $d_{tot} = 4.6$ m (tabell 8.1)
 - Total høyde av bruplate med beskyttelsesskjerm
- $L = 9$ m
 - Lengde av bru med beskyttelsesskjerm

$$A_{ref,x} = 41.4 \text{ m}^2$$

Referanseareal for x-retning: Vanlig brurekkverk

$$A_{ref,x} = d_{tot} \times L$$

- $d_{tot} = 1.2$ m (tabell 8.1)
 - Total høyde av bruplate med brurekkverk
- $L = 47$ m
 - Lengde av bru med vanlig brurekkverk

$$A_{ref,x} = 56.4 \text{ m}^2$$

Drag kraft i x-retning: Beskyttelseskjerm

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \times \rho_{\text{luft}} \times V_b^2 \times C_D \times A_{\text{ref},x} \quad (\text{lign. 8.2})$$

- $\rho_{\text{luft}} = 1.25 \text{ kg/m}^3$ (NA.4.5)

$$F_{w,x} = 0.5 \times 1.25 \text{ kg/m}^3 \times 22^2 \text{ (m/s)}^2 \times 4.62 \times 41.4 \text{ m}^2 = 57.9 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt vindlast i x-retning: Beskyttelseskjerm

$$q_{w,x} = F_{w,x} / L$$

- $L = 9 \text{ m}$
 - Lengde av bru med beskyttelseskjerm

$$q_{w,x} = 57.9 \text{ kN} / 9 \text{ m} = 6.43 \text{ kN/m}$$

Drag kraft i x-retning: Vanlig brurekkverk

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \times \rho_{\text{luft}} \times V_b^2 \times C_D \times A_{\text{ref},x} \quad (\text{lign. 8.2})$$

- $\rho_{\text{luft}} = 1.25 \text{ kg/m}^3$ (NA.4.5)

$$F_{w,x} = 0.5 \times 1.25 \text{ kg/m}^3 \times 22^2 \text{ (m/s)}^2 \times 2.80 \times 56.4 \text{ m}^2 = 47.8 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt vindlast i x-retning: Vanlig brurekkverk

$$q_{w,x} = F_{w,x} / L$$

- $L = 47 \text{ m}$
 - Lengde av bru med vanlig brurekkverk

$$q_{w,x} = 47.8 \text{ kN} / 47 \text{ m} = 1.02 \text{ kN/m}$$

Y-retning:

Kraft i y-retning:

$$F_{w,y} = 25\% \text{ av vindkrefter i x-retning} \quad (\text{NA.8.3.4})$$

$$F_{w,y} = 0.25 \times 57.9 \text{ kN} = 14.48 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt vindlast i y-retning:

$$q_{w,y} = 0.25 \times 6.43 \text{ kN/m} = 1.61 \text{ kN/m}$$

Z-retning:

Løft koeffisient i z-retning:

$$C_L = C_e \times C_{f,z} = 2.15 \times 0.9 = 1.94$$

KAP: Kraftfaktor i z-retning:

$$C_{f,z} = \pm 0.9 \quad (\text{NA.8.3.3})$$

Referanseareal for z-retning:

$$A_{\text{ref},z} = b \times L$$

- $b = 5.2 \text{ m}$
 - Bredde av bruplate
- $L = 56 \text{ m}$
 - Lengde av bru

$$A_{\text{ref},z} = 5.2 \text{ m} \times 56 \text{ m} = 291.2 \text{ m}^2$$

Løftekraft i z-retning:

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \times \rho_{\text{luft}} \times V_b^2 \times C_L \times A_{\text{ref},z}$$

$$F_{w,z} = 0.5 \times 1.25 \text{ kg/m}^3 \times 22^2 \text{ (m/s)}^2 \times 1.94 \times 291.2 \text{ m}^2 = 170.9 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt vindlast i z-retning:

$$q_{w,z} = F_{w,z} / L$$

- L = 56 m
 - Lengde av bru

$$q_{w,z} = 170.9 \text{ kN} / 56 \text{ m} = 3.01 \text{ kN/m}$$

Vindeffekter på brupilarer: (8.4.2)

- Konstruksjoner med rektangulære tverrsnitt (7.6)
- Det ses kun på vindeffekt i y-retning
 - o Vindeffekt i x-retning er neglisjerbar grunnet tverrsnittets tykkelse

Y-retning:

Kraftfaktor for brupilar, y-retning:

$$C_f = C_{f,0} \times \Psi_r \times \Psi_\lambda \quad (\text{lign. 7.9})$$

- $C_{f,0} = 2.0$ (figur 7.23)
 - o $d/b = 0.10$
 - $d = 0.4 \text{ m}$
 - dybde av pilar
 - $b = 3.9 \text{ m}$
 - bredde av pilar
- $\Psi_r = 1.0$ (figur 7.24)
 - o Skarpe hjørner
- $\Psi_\lambda = 0.84$ (figur 7.36)
 - o $\lambda = \min [2 \times l/d ; 70] = 37.5$ (tabell 7.16)
 - $l = 7.5 \text{ m} < 15 \text{ m}$
 - o $\phi = A/A_c = 1.0$ (lign. 7.28)
 - Antatt: $A = A_c$

$$C_f = 2.0 \times 1.0 \times 0.84 = 1.68$$

Drag koeffisient på pilar:

$$C_D = C_e \times C_f = 2.15 \times 1.68 = 3.61$$

Referanseareal for brupilar:

$$A_{\text{ref,pilar}} = h \times b$$

- $h = 7.5 \text{ m}$
 - Høyde av pilar
- $b = 3.9 \text{ m}$
 - Bredde av pilar

$$A_{\text{ref,pilar}} = 7.5 \text{ m} \times 3.9 \text{ m} = 29.25 \text{ m}^2$$

Drag kraft på pilar:

$$F_{w,\text{pilar}} = \frac{1}{2} \times \rho_{\text{luft}} \times V_b^2 \times C_D \times A_{\text{ref,pilar}}$$

$$F_{w,\text{pilar}} = 0.5 \times 1.25 \times 22^2 \text{ (m/s)}^2 \times 3.61 \times 29.25 \text{ m}^2 = 31.9 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt vindkraft på pilar:

$$q_{w,\text{pilar}} = F_{w,\text{pilar}} / h$$

- $h = 7.5 \text{ m}$
 - Høyde av pilar

$$q_{w,\text{pilar}} = 31.9 \text{ kN} / 7.5 \text{ m} = 4.25 \text{ kN/m}$$

Vedlegg N

- Seismisk last

- Beregnet i henhold til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

Karakteristisk berggrunns akselerasjon:

$$a_{gR} = 0.8 \times a_{g40Hz} \quad (\text{NA.3.2.1})$$

- $a_{g40Hz} = 0.55 \text{ m/s}^2$ (Vedlegg G)

Dimensjonerende berggrunns akselerasjon:

$$a_g = \Upsilon_1 \times 0.8 \times a_{g40Hz}$$

- $\Upsilon_1 = 1.4$ (tabell NA.4(901))
 - Seismisk klasse III (tabell NA.4(902))

$$a_g = 1.4 \times 0.8 \times 0.55 \text{ m/s}^2 = 0.616 \text{ m/s}^2$$

Bestemmelse gjeldene for lav seismisitet:

$$S \times a_g < 2.45 \text{ m/s}^2 \quad (\text{NA.3.2.1(4)})$$

- $S = 1.6$ (tabell NA.3.3)
 - Grunntype D (Vedlegg G)

$$S \times a_g = 1.6 \times 0.616 \text{ m/s}^2 = 0.9856 \text{ m/s}^2$$

$$0.9856 \text{ m/s}^2 < 2.45 \text{ m/s}^2 \rightarrow \text{Lav seismisitet}$$

- Dimensjoneres i duktilitetsklasse lav (DCL)
- Konstruksjonsfaktor, $q = 1.5$ (tabell NA.6.1)

Første egenperiode:

X-retning:

$$T_{1,x} = C_{t,x} \times H^{3/4} \quad (\text{lign. 4.6})$$

- $C_{t,x} = (0.075/A_c^{1/2})$ (lign. 4.7)

- $A_{c,x} = \sum[A_i \times (0.2 + (L_{wi}/H))^2]$ (lign. 4.8)

- $L_{wi} = 3.9 \text{ m}$

- $H = 7.5 \text{ m}$

- Bruhøyde

- 6 skjærskiver:

- $A_c = 6 \times [(3.9\text{m} \times 0.4 \text{ m}) \times (0.2 + (3.9 \text{ m} / 7.5 \text{ m}))^2] = 7.57 \text{ m}^2$

- $C_{t,x} = (0.075 / 7.57^{1/2}) = 0.0273$

$$T_1 = 0.0273 \times 7.5^{3/4} = 0.124 \text{ s}$$

Y-retning:

$$T_{1,y} = C_{t,y} \times H^{3/4} \quad (\text{lign. 4.6})$$

- $C_{t,y} = 0.05$ (4.3.3.2.2(3))

- $H = 7.5 \text{ m}$

- Bruhøyde

$$T_{1,y} = 0.05 \times 7.5^{3/4} = 0.227 \text{ s}$$

Dimensjonerende spektrum for elastisk analyse:

X-retning:

$$S_d(T_{1,x}) \quad (\text{lign. 3.13 - 3.16})$$

- Grunntype D: (tabell NA.3.3)
 - $T_B = 0.15 \text{ s}$
 - $T_C = 0.45 \text{ s}$
 - $T_D = 1.5 \text{ s}$

$$T_{1,x} = 0.124 \text{ s}$$

- $0 < T_{1,x} < T_B$
 $\rightarrow S_d(T_1) = a_g \times S \times [2/3 + T_1/T_B \times (2.5/q - 2/3)]$ (lign. 3.13)

$$S_d(T_{1,x}) = 1.472 \text{ m/s}^2$$

Y-retning:

$$S_d(T_{1,y}) \quad (\text{lign. 3.13 - 3.16})$$

- Grunntype D: (tabell NA.3.3)
 - $T_B = 0.15 \text{ s}$
 - $T_C = 0.45 \text{ s}$
 - $T_D = 1.5 \text{ s}$

$$T_{1,y} = 0.227 \text{ s}$$

- $T_B < T_{1,y} < T_C$
 $\rightarrow S_d(T_{1,y}) = a_g \times S \times (2.5/q)$ (lign. 3.14)

$$S_d(T_{1,y}) = 1.643 \text{ m/s}^2$$

Kriterie for bruk av tverrkraftmetoden:

$$T_{1,x} < 4 \times T_c \rightarrow T_1 = 0.124 \text{ s} < 0.6 \text{ s} \rightarrow \text{OK} \quad (\text{lign. 4.4})$$

$$T_{1,x} < 2.0 \text{ s} \rightarrow T_1 = 0.124 \text{ s} < 2.0 \text{ s} \rightarrow \text{OK} \quad (\text{lign. 4.4})$$

$$T_{1,y} < 4 \times T_c \rightarrow T_1 = 0.227 \text{ s} < 0.6 \text{ s} \rightarrow \text{OK} \quad (\text{lign. 4.4})$$

$$T_{1,y} < 2.0 \text{ s} \rightarrow T_1 = 0.227 \text{ s} < 2.0 \text{ s} \rightarrow \text{OK} \quad (\text{lign. 4.4})$$

→ Kriteriene for bruk av tverrkraftmetoden er opprettholdt.

Dimensjonerende skjærkraft forårsaket av seismiske laster ved fundamentnivå:

- Tverrkraftmetoden:

$$F_B = S_d(T_1) \times m_{\text{tot}} \times \lambda \quad (\text{lign. 4.5})$$

λ – korreksjonsfaktor = 1.0

m_{tot} – totale massen av konstruksjonen

- Totalmassen er tatt fra egenvekt på bruplate og totalmassen av søylene

• Egenvekt bruplate:

$$\circ \quad [((87.26 \text{ kN/m} \times 56 \text{ m}) \times 10^3)] / 9.81 \text{ m/s}^2 = 498120.3 \text{ kg}$$

• Egenvekt søyler (6stk):

$$\circ \quad 6 \times [(25 \text{ kN/m}^3 \times 3.9 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 7.5 \text{ m})] / 9.81 \text{ m/s}^2 = 178899.1 \text{ kg}$$

• Total masse av bru:

$$\circ \quad 498120.3 \text{ kg} + 178899.1 \text{ kg} = 677019.4 \text{ kg}$$

X-retning:

Skjærkraft med total masse:

$$F_{B,x} = 1.472 \text{ m/s}^2 \times 677019.4 \text{ kg} \times 1.0 = 996.6 \text{ kN}$$

→ Fordelt på fire pilarer og to landkar, vil kraften per søyle/landkar bli:

$$F_{b,x} = F_{B,x}/6 = 996.6 \text{ kN} / 6 = 166.1 \text{ kN}$$

Skjærkraft med kun egenvekt av søyler:

$$F_{B,x} = 1.472 \text{ m/s}^2 \times 178899.1 \text{ kg} \times 1.0 = 263.3 \text{ kN}$$

→ Fordelt på fire pilarer og to landkar, vil kraften per søyle/landkar bli:

$$F_{b,x,pilar} = F_{B,x}/6 = 263.3 \text{ kN} / 6 = 43.9 \text{ kN}$$

Y-retning:

Skjærkraft med total masse:

$$F_{B,y} = 1.643 \text{ m/s}^2 \times 677019.4 \text{ kg} \times 1.0 = 1112.3 \text{ kN}$$

→ Fordelt på fire pilarer og to landkar, vil kraften per søyle/landkar bli:

$$F_{b,y} = F_{B,y}/6 = 1112.3 \text{ kN} / 6 = 185.4 \text{ kN}$$

Skjærkraft med kun egenvekt av søyler:

$$F_{B,y} = 1.643 \text{ m/s}^2 \times 178899.1 \text{ kg} \times 1.0 = 293.9 \text{ kN}$$

→ Fordelt på fire pilarer og to landkar, vil kraften per søyle/landkar bli:

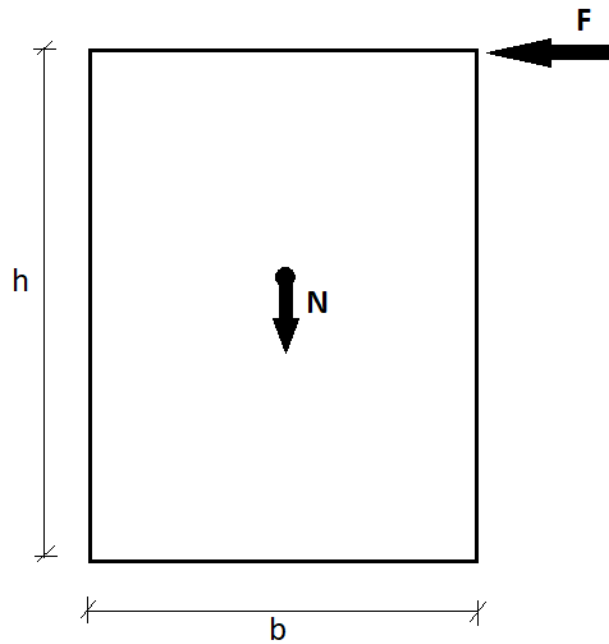
$$F_{b,y,pilar} = F_{B,y}/6 = 293.9 \text{ kN} / 6 = 49 \text{ kN}$$

Vedlegg O

- Kontroll av stabilitet

Kontrollerer pilarens stabilitet, hvor veltepunktet er ved pilarens ytterkant.

X-retning:



Egenlast av pilar:

$$N = \rho_c \times h \times b \times t$$

- $\rho_c = 25\text{kN/m}^3$
 - Egenvekt av betong
- $h = 7.5\text{m}$
 - Høyde av pilar
- $b = 3.9\text{m}$
 - Bredde av pilar
- $t = 0.4\text{m}$
 - Tykkelse av pilar

$$N = 25\text{kN/m}^3 \times 0.4\text{m} \times 3.9\text{m} \times 7.5\text{m} = 292.5\text{kN}$$

Naturlast:

$$F = F_{b,x,pilar} = 43.9\text{kN}$$

(Vedlegg N)

Stabiliserende moment:

$$M_{stab,x} = N \times b/2$$

$$M_{stab,x} = 292.5\text{kN} \times 3.9\text{m}/2$$

$$M_{stab,x} = 570.4\text{kNm}$$

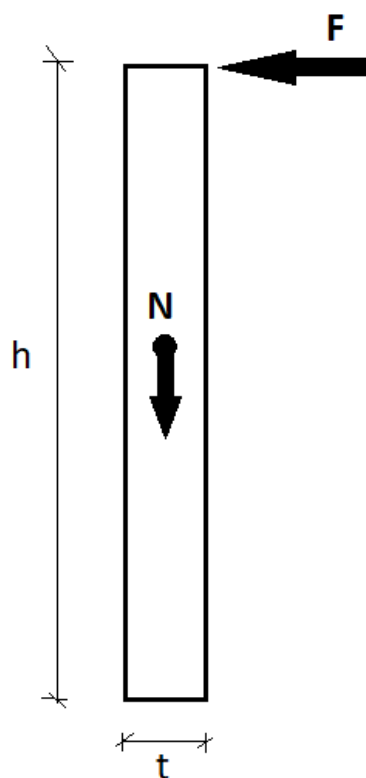
Veltemoment:

$$M_{velt,x} = F \times h$$

$$M_{velt,x} = 43.9\text{kN} \times 7.5\text{m}$$

$$M_{velt,x} = 329.3\text{kNm}$$

$M_{stab,x} > M_{velt,x} \rightarrow$ OK, pilaren er stabil i x-retning

Y-retning:

Egenvekt av pilar:

$$N = \rho_c \times h \times b \times t$$

- $\rho_c = 25\text{kN/m}^3$
 - Egenvekt av betong
- $h = 7.5\text{m}$
 - Høyde av pilar
- $b = 3.9\text{m}$
 - Bredder av pilar
- $t = 0.4\text{m}$
 - Tykkelse av pilar

$$N = 25\text{kN/m}^3 \times 0.4\text{m} \times 3.9\text{m} \times 7.5\text{m} = 292.5\text{kN}$$

Naturlast:

$$F = \max [F_{b,y,pilar} ; F_{w,pilar}]$$

- $F_{b,y,pilar} = 49\text{kN}$ (vedlegg N)
- $F_{w,pilar} = 31.9\text{kN}$ (vedlegg M)

$$F = \max [49\text{kN} ; 31.9\text{kN}]$$

$$F = 49\text{kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{\text{stab},y} = N \times t/2$$

$$M_{\text{stab},y} = 292.5\text{kN} \times 0.4\text{m}/2$$

$$M_{\text{stab},y} = 58.5\text{kNm}$$

Veltemoment:

$$M_{\text{velt},y} = F \times h$$

$$M_{\text{velt},y} = 49\text{kN} \times 7.5\text{m}$$

$$M_{\text{velt},y} = 367.5\text{kNm}$$

$M_{stab,y} < M_{velt,y} \rightarrow$ IKKE OK, pilaren er ikke stabil i y-retning

\rightarrow Trenger et sålefundament under pilaren

\rightarrow Antar at sålefundamentet står på peler

Finner ca. utbredelse på sålefundamentet i y-retning:

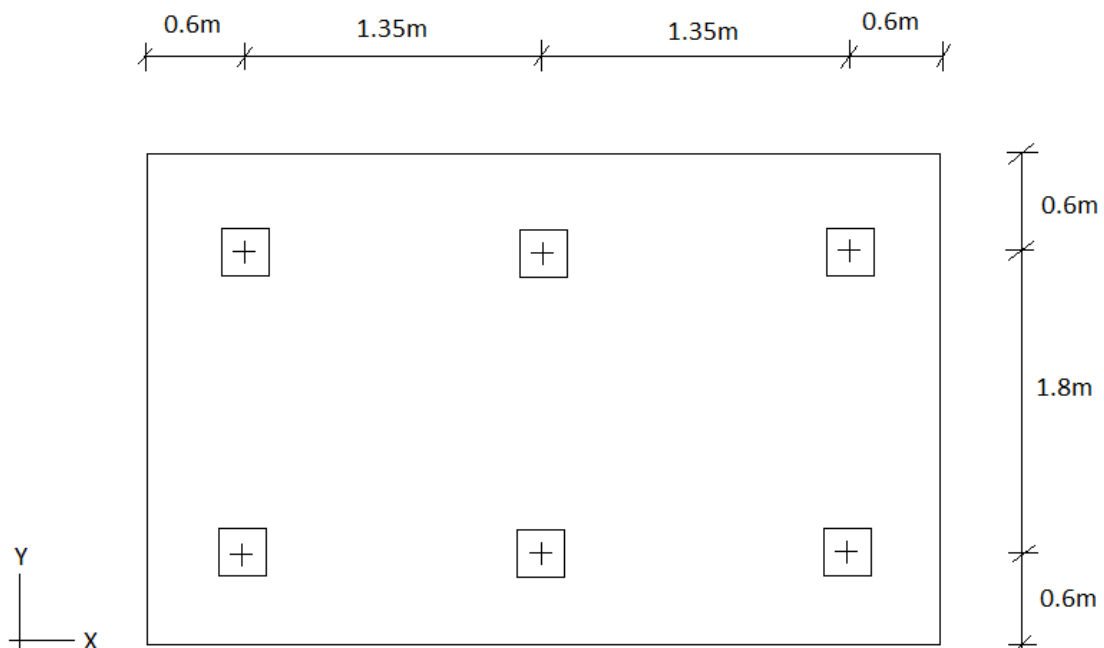
$$N \times X = F \times h$$

$$X = (F \times h) / N$$

$$X = 367.5 \text{ kNm} / 292.5 \text{ kN} = 1.26 \text{ m}$$

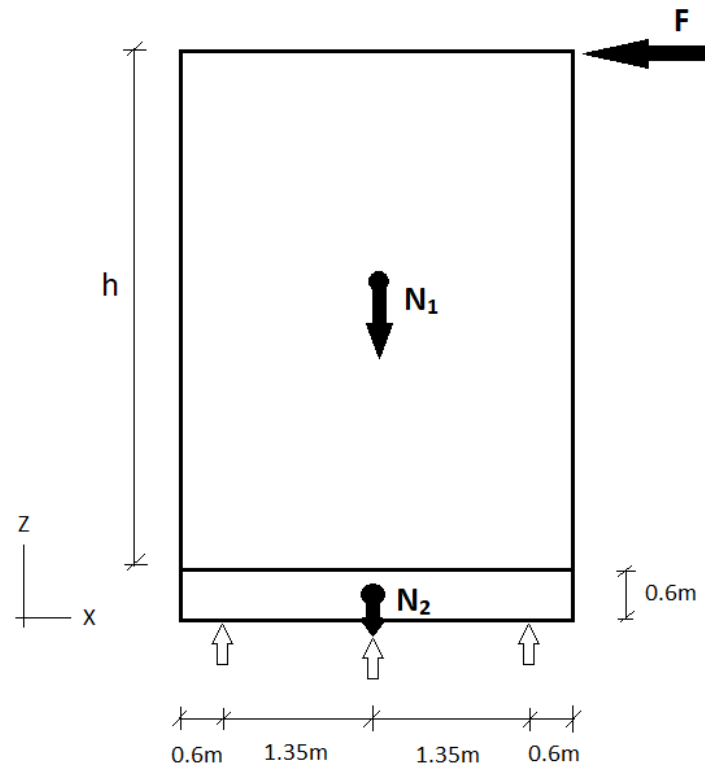
\rightarrow Prøver med 1.3m utbredelse fra ytterkant av pilar og 0.6m høyde:

Forslag til peleplassering:



Kontrollerer stabilitet på ny, med veltepunkt over ytterste pilar:

X-retning:



$$N_1 = 292.5\text{kN}$$

$$N_2 = 25\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m} \times 3\text{m} \times 3.9\text{m} = 175.5\text{kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{\text{stab},x} = (N_1 \times 1.35\text{m}) + (N_2 \times 1.35\text{m})$$

$$M_{\text{stab},x} = (292.5\text{kN} + 175.5\text{kN}) \times 1.35\text{m}$$

$$M_{\text{stab},x} = 631.8\text{kNm}$$

Veltemoment:

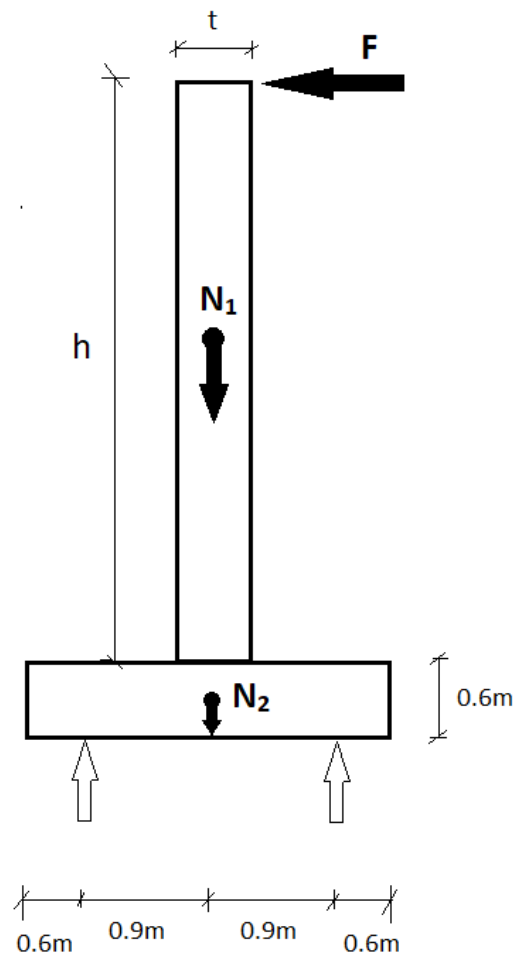
$$M_{\text{velt},x} = F \times (h + 0.6\text{m})$$

$$M_{\text{velt},x} = 43.9\text{kN} \times 8.1\text{m}$$

$$M_{\text{velt},x} = 355.6\text{kNm}$$

$M_{\text{stab},x} > M_{\text{velt},x} \rightarrow \text{OK}$, pilaren er stabil i x-retning

Y-retning:



$$N_1 = 292.5\text{kN}$$

$$N_2 = 25\text{kN/m}^3 \times 0.6\text{m} \times 3\text{m} \times 3.9\text{m} = 175.5\text{kN}$$

Stabiliserende moment:

$$M_{\text{stab},y} = (N_1 \times 0.9\text{m}) + (N_2 \times 0.9\text{m})$$

$$M_{\text{stab},y} = (292.5\text{kN} + 175.5\text{kN}) \times 0.9\text{m}$$

$$M_{\text{stab},y} = 421.2\text{kNm}$$

Veltemoment:

$$M_{\text{velt},y} = F \times (h + 0.6\text{m})$$

$$M_{\text{velt},y} = 49\text{kN} \times 8.1\text{m}$$

$$M_{\text{velt},y} = 396.9\text{kNm}$$

$M_{\text{stab},y} > M_{\text{velt},y} \rightarrow \text{OK}$, pilaren er stabil i y-retning.

Vedlegg P

- Dimensjonering av sålefundament

- Beregnet etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Data		
Betongkvalitet	B35 (C35/45)	
Stålkvalitet	B500NC	
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	
Materialfaktor for armeringsstål	$\gamma_s = 1.15$	Tabell NA.2.1N
Armeringens dimensjonerende flytegrense (f_{yk}/γ_s)	$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$	
Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense ($f_{ywd} = f_{yd}$)	$f_{cd} = 434.78 \text{ MPa}$	
Eksponeeringsklasse	XD3	Tabell 4.1
Middelerverdi av betongens aksialtrekkfasthet	$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$	Tabell 3.1
Bredde av strekkside på tverrsnitt	$b_t = 1000 \text{ mm}$	
Bredde av trykkside på tverrsnitt	$b = 1000 \text{ mm}$	

Nødvendig armeringsareal:

$$K = (M_{Ed}) / (b \times d^2 \times f_{ck})$$

Største indre momentarm:

$$Z_{\max} = 0.95 \times d$$

$$Z_1 = d \times \left(0.5 \times \sqrt{0.25 - \left(\frac{K}{1.134} \right)} \right)$$

Tverrsnittets indre momentarm:

$$Z = \min [Z_{\max} ; Z_1]$$

Nødvendig armeringsareal for å motstå moment:

$$A_S = (M_{Ed}) / (Z \times f_{yd})$$

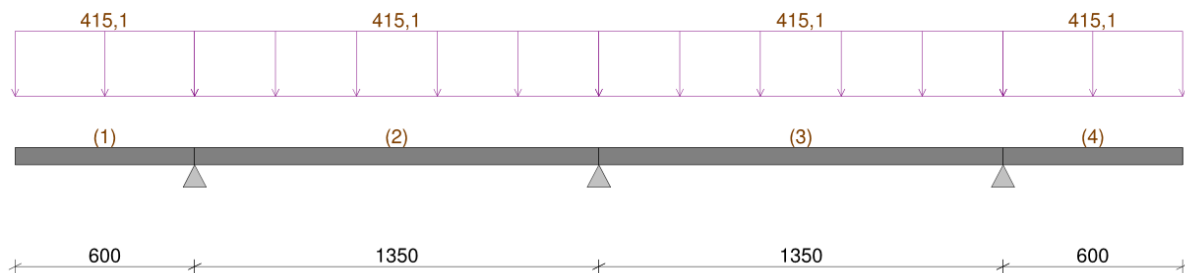
Største tillatte senteravstand:

$$S_{max,slab} = \min [250\text{mm} ; 2 \times h] \quad (\text{lign. NA.9.3.1.1})$$

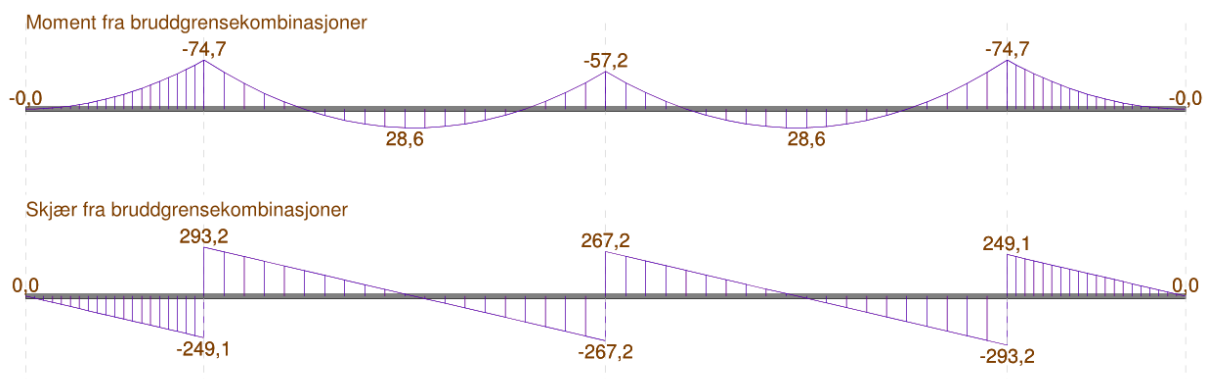
$$S_{max} = 250\text{mm}$$

Laster:

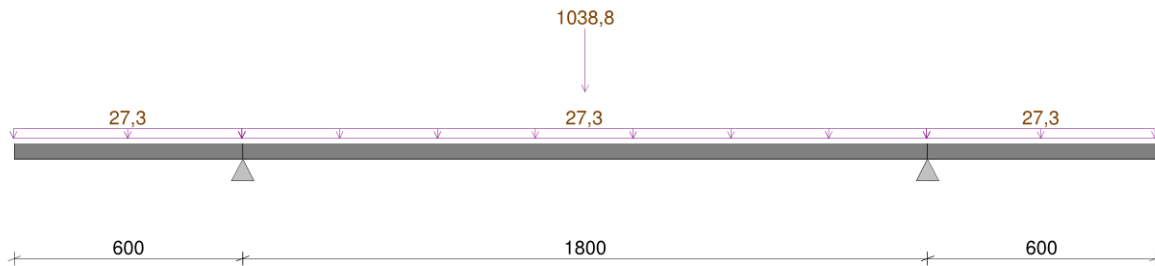
Bruddlast i x-retning:



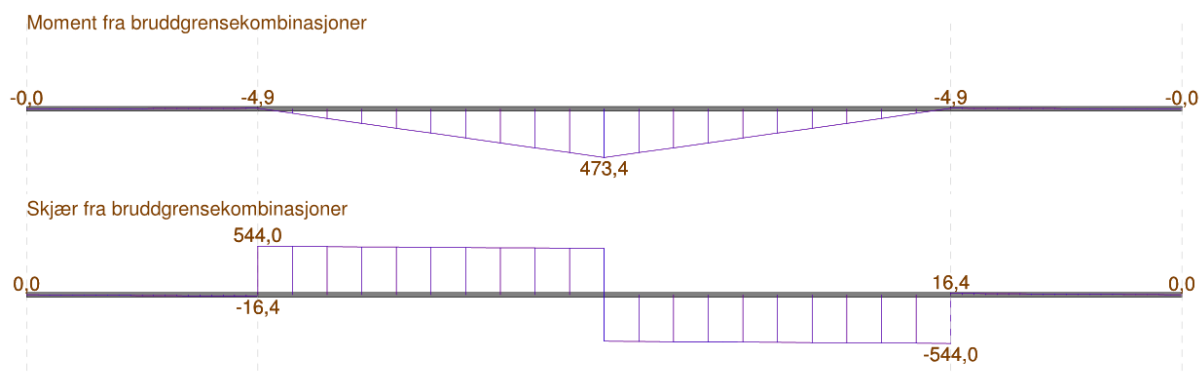
Moment- og skjærdiagram i x-retning:



Bruddlast i y-retning:



Moment- og skjæradiagram i y-retning:



Armering:

Underkantarmering:

X-retning:

- Velger å bruke Ø16

Minste armeringsareal:

- $A_{s,min} = \max \left[0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d ; 0.0013 \times b_t \times d \right]$ (lign. NA.9.1N)

- $d = 476 \text{ mm}$

- $(600 - 100 - 16 - 16/2)$

$$A_{s,min,felt,x} = \max [792 \text{ mm}^2 ; 619 \text{ mm}^2]$$

$$\underline{A_{s,min,felt,x} = 792 \text{ mm}^2}$$

Nødvendig armering:

$$M_{ed, felt, x} = 28.6 \text{ kNm}$$

$$d = 476 \text{ mm}$$

$$K = 0.0036$$

$$Z = \min [452 \text{ mm} ; 475 \text{ mm}]$$

$$Z = 452 \text{ mm}$$

$$A_s = 146 \text{ mm}^2$$

→ Nødvendig armeringsareal er mindre enn minimumsarmering.

$$A_s = A_{s, \min, \text{felt}, x} = 792 \text{ mm}^2$$

Trenger minimum 4Ø16 per meter i underkant

- Senteravstand, $S_{\max, \text{slab}} = 250 \text{ mm}$ fører til at det trengs 5Ø26 per meter

Y-retning:

- Velger å bruke Ø25

Minste armeringsareal:

- $A_{s, \min} = \max \left[0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d ; 0.0013 \times b_t \times d \right]$ (lign. NA.9.1N)

- $d = 456 \text{ mm}$

- $(600 - 100 - 16 - 16 - 25/2)$

$$A_{s, \min, \text{under}, y} = \max [759 \text{ mm}^2 ; 593 \text{ mm}^2]$$

$$\underline{A_{s, \min, \text{under}, y} = 759 \text{ mm}^2}$$

Nødvendig armering:

$$M_{ed, felt, x} = 473.4 \text{ kNm}$$

$$d = 456 \text{ mm}$$

$$K = 0.065$$

$$Z = \min [433 \text{ mm} ; 428 \text{ mm}]$$

$$Z = 428 \text{ mm}$$

$$A_s = 2545 \text{ mm}^2$$

→ Nødvendig armeringsareal er større enn minimumsarmering.

$$A_s = 2545 \text{ mm}^2$$

Trenger 6Ø25 per meter i underkant

Overkantarmring:

- Velger å bruke Ø16 som overkantarmring i begge retninger.

X-retning:

Minste armeringsareal:

- $A_{s, \min} = \max \left[0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d ; 0.0013 \times b_t \times d \right]$ (lign. NA.9.1N)

- $d = 526 \text{ mm}$

- $(600 - 50 - 16 - 16/2)$

$$A_{s, \min, over, x} = \max [875 \text{ mm}^2 ; 684 \text{ mm}^2]$$

$$\underline{A_{s, \min, over, x} = 875 \text{ mm}^2}$$

Nødvendig armering:

$$M_{ed, felt, x} = 74.7 \text{ kNm}$$

$$d = 526 \text{ mm}$$

$$K = 0.0077$$

$$Z = \min [500 \text{ mm} ; 522 \text{ mm}]$$

$$Z = 500 \text{ mm}$$

$$A_s = 344 \text{ mm}^2$$

→ Nødvendig armeringsareal er mindre enn minimumsarmering.

$$A_s = A_{s, \min, \text{felt}, x} = 875 \text{ mm}^2$$

Trenger 5Ø16 per meter i overkant

Y-retning:

$$\bullet \quad A_{s, \min} = \max \left[0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d ; 0.0013 \times b_t \times d \right] \quad (\text{lign. NA.9.1N})$$

$$\circ \quad d = 542 \text{ mm}$$

$$\blacksquare \quad (600 - 50 - 16/2)$$

$$A_{s, \min, \text{over}, y} = \max [902 \text{ mm}^2 ; 705 \text{ mm}^2]$$

$$\underline{A_{s, \min, \text{over}, y} = 902 \text{ mm}^2}$$

→ Det er nesten ikke støttemoment i y-retning.

→ Bruker derfor minimumsarmering.

Trenger 5Ø16 per meter i overkant.

Vedlegg Q

- Brems-, akselerasjons- og sidelast

- Beregnet i henhold til NS-EN 1991-1:2003+NA:2010

Karakteristiske laster:

Bremse-/ akselerasjonslast:

$$Q_{Ik} = 0.6 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{Ik}) + 0.10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad (\text{lign. 4.6})$$

- $\alpha_{Q1} = 1.0$ (NA.4.3.2)
 - Korreksjonsfaktor for aksellast
- $Q_{Ik} = 300 \text{ kN}$ (tabell 4.2)
 - Aksellast
- $\alpha_{q1} = 0.6$ (NA.4.3.2)
 - Korreksjonsfaktor for jevnt fordelt last
- $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ (tabell 4.2)
 - Jevnt fordelt last
- $w_1 = 3 \text{ m}$ (figur 4.2a)
 - Bredder av kjørebane
- $L = 56 \text{ m}$
 - Lengde av bru

$$Q_{Ik} = 0.6 \times 1.0 \times (2 \times 300 \text{ kN}) + 0.10 \times 0.6 \times 9 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} \times 56 \text{ m} = 450.72 \text{ kN}$$

Øvre grense for bremse- og akselerasjonslast:

$$Q_{Ik,max} = 900 \text{ kN} \quad (\text{NA.4.4.1})$$

$$Q_{Ik} < Q_{Ik,max} \rightarrow \text{OK}$$

Karakteristisk sidelast:

$$Q_{trk} = 25\% \text{ av bremse- eller akselerasjonslast} \quad (4.4.2(4))$$

$$Q_{trk} = 0.25 \times 450.72 \text{ kN} = 112.68 \text{ kN}$$

Dimensjonerende laster:

- Beregnet i henhold til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

Fra sett B:

- Største verdi av kombinasjon av 6.10a og 6.10b brukes.

$$6.10a: G_k \times \gamma_G + Q_k \times \gamma_Q \times \Psi_0 \quad (\text{tabell NA.A2.4(B)})$$

$$6.10b: G_k \times \gamma_G \times \xi + Q_k \times \gamma_Q \quad (\text{tabell NA.A2.4(B)})$$

- $\gamma_G = 1.35$ (tabell NA.A2.4(B))
 - For permanent last
- $\gamma_Q = 1.35$ (tabell NA.A2.4(B))
 - For vegtrafikk fra kjøretøy
- $\Psi_0 = 0.7$ (tabell NA.A2.1))
 - For horisontale trafikklaster
- $\xi = 0.89$ (tabell NA.A2.4(B))
 - For egenvekt

Dimensjonerende bremse-/ akselerasjonslast:

6.10b gir størst verdi, siden det ikke er noen egenvekt i dette tilfellet:

$$Q_{ld} = Q_{lk} \times \gamma_Q$$

6.10b gir størst verdi, siden det ikke er noen egenvekt i dette tilfellet

$$Q_{ld} = 450.72 \times 1.35 = 608.5 \text{ kN}$$

Dimensjonerende sidelast:

$Q_{trd} = 25\%$ av bremse- eller akselerasjonslast

$$Q_{trd} = 0.25 \times 608.5 = 152.1 \text{ kN}$$

Vedlegg R

- Sjekkhefte for bruinspeksjon

Element	Akse	Skadetype / Skadebeskrivelse	Skadegrad	Årsak
B – Grunnen				
B4 – Fylling (jord/løsmasser)	0-7			
C – Underbygning				
C1 – Landkar (betong)	0-1			
	6-7			
C21 – Søyelfundament (betong)	2			
	3			
	4			
	5			

C23 – Søyle (stål)	2			
	3			
	4			
	5			
C29 – Krysstag (stål)	3-4			
D – Overbygning				
D21 – Hovedbjelke (stål)	1-6			
D22 – Tverrbærer (betong)	2			
	3			
	4			
	5			
E – Brudekke / slitelag				
E1 – Brudekke (tre) (sekundær bæring)	1-6			
E2 – Slitelag / fuktisolasjon (tre)	1-6			
E2 – Slitelag / fuktisolasjon (grus/asfalt)	0-7			

H – Utstyr				
H11 – Lager m/lageravsats (Stål, glidelager)	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
	6			
H15 – Rekkverk (Stål med flettverk)	0-7 (1-6)			
Annet				

