

KLASSIFISERING AV STÅLBJELKEBRUER

CLASSIFICATION OF STEEL-BEAM- BRIDGES

Av Kåre-Gunnar Bergstøl

Institutt for matematiske realfag og teknologi

Norges landbrukshøgskole



Mastergradsoppgave

ved

Institutt for naturforvaltning

Mai 2004

FORORD

Denne mastergradsoppgaven er det avsluttende arbeidet i min utdanning ved Institutt for matematiske realfag og teknologi, ved NLH i Ås. Oppgava er skrevet ved Institutt for naturforvaltning.

Jeg har helt siden jeg begynte ved NLH syntes at både vegbygging og konstruksjonsteknikk har vært interessante emner. Da jeg skulle velge emne for mastergradsoppgaven, ville jeg derfor finne et tema som kunne kombinere fagområdene. Når hjemkommunen min, Nore og Uvdal, da mente at de kunne ha bruk for å få belyst problemet rundt brukklassifisering, falt valget på å skrive om nettopp dette.

Jeg vil først og fremst takke hovedveilederen min Professor Emeritus Reidar Skaar ved Institutt for naturforvaltning, NLH, for den hjelp og støtte jeg har fått i prosessen med å lage en mastergradsoppgave.

Jeg vil også rette en stor takk til biveilederne mine Sivil Ingeniør Steinar Bergerud ved Fagavdeling for næring, miljø og kommunalteknikk i Nore og Uvdal kommune og Professor Egil Berge ved Institutt for matematiske realfag og teknologi, NLH, for all hjelp og støtte jeg har fått.

Dessuten må jeg takke Fagavdeling for næring, miljø og kommunalteknikk i Nore og Uvdal kommune, for at de ville dekke de kostnader jeg har hatt med oppgaven.

Til slutt vil jeg rette en takk til alle andre som har gitt meg svar på store eller små spørsmål om emnet brukklassifisering.

Jeg håper at denne oppgaven kan være til nytte og glede for alle som måtte ha interesse av å lese den.

Ås, 29.5.2004

Kåre-Gunnar Bergstøl

SAMMENDRAG

I Norge finnes det, i 2004, over 14000 bruer på kommunale og private veger. Mange av disse bruene er gamle, og det er aldri foretatt noen klassifisering av hvor tunge kjøretøyer de tåler. Dette arbeidet er viktig å gjøre, ettersom kjøretøyene stadig blir tyngre. Kommunene er også pålagt en slik kontroll av alle sine bruer. Det som forsinker prosessen med klassifisering er i mange tilfeller kostnadene ved å ha et konsulentfirma til å gjøre jobben. Derfor er det viktig å få laget et mindre avansert system for klassifisering. Ved NLH er det skrevet en rekke oppgaver om bruer, men ingen av dem har laget et tilfredsstillende system.

Bruer regnes som varige konstruksjoner, og reguleres derfor av plan- og bygningsloven. I tillegg gjelder vegloven, vassdragsloven og skogloven. Underordnet disse lovene er det også en rekke forskrifter og normaler som må følges. Når man ser på innholdet i disse reglene finner man at vegeier sitter med et betydelig ansvar dersom det skulle skje en ulykke på eller ved ei bru. Dette burde i seg selv være motivasjon for å foreta klassifisering.

Av de overnevnte 14000 bruene, er det flest betongplatebruer eller stålbjelkebruer. Derfor er det disse typene det er viktigst å gjøre noe med. Betongplatebruer er vanskelig å klassifisere, og det er heller ikke lett å finne enkle systemer for klassifiseringen. Stålbjelkebruer har derimot et stort potensial for forbedring av klassifiseringssystemer.

Det er også en rekke andre ting en selve bæreevnen som er interessant ved klassifisering av bruer. Man må vurdere den generelle sikkerheten, man må se på rekkverk og brukar. Dessuten hjelper det ikke om hovedbæringen holder kjøretøyene, dersom overbygningen (tverrbærere og brudekke) ikke gjør det.

Metoden som ligger bak diagrammene er enkel men tidkrevende. Den går ut på å finne de viktigste variablene for bæreevnen på bruer, og så tegne noen type-bruer med de mest vanlige verdiene for disse variablene. Deretter er det kjørt fullstendig bæreevneanalyse på type-bruene, og resultatene er gjengitt i tabeller. Tabellene ligger til grunn for diagrammene, som er det verktøyet man kommer til å bruke i praktisk klassifisering. Diagrammene har spennvidde og motstandsmoment som inngangsverdier.

Det er en rekke styrker og svakheter rundt bruken av diagrammene som man må være oppmerksom på. For å kunne bruke diagrammene på et fornuftig vis, bør man derfor sette seg godt inn i forutsetningene for metoden. Det vil kreve gode kunnskaper innen konstruksjons- og byggeteknikk.

Sammenlikninger gjort på bruer som er klassifisert etter både den enkle metoden, med bruk av diagrammer, og etter fullstendige analyse, viser gode resultater. De to metodene gir likt svar i de fleste tilfellene, men i tvilstilfeller bør fullstendig analyse gjøres.

SUMMARY

In 2004 there are more than 14000 bridges on private or municipal roads in Norway. Many of these are elderly, and few have been classified with concern to carrying capacity. The work with these classifications is becoming more and more important since the vehicles only gets heavier with time. The local government is directed from higher authorities to make such controls on their bridges. What slows this work down is usually the cost of having a consulting firm to do the job. It's therefore important to make a less complex system by making the classification easier. At the Agricultural University of Norway there are a number of MSc theses about bridges, but none of them have accomplished the feat of making an easier classification system.

Bridges are considered to be durable structures, and are therefore regulated by the Planning and Building Act. In addition the Road Traffic Act, the Forestry Act and the Watercourses Act also applies. Subordinate to these laws there are also a number of regulations and standards. If you take a closer look at the content of these rules and regulations, you will find that the road-owner has a considerable responsibility if an accident occurs on his bridge. This alone should be motivation enough for the owners to classify their bridges.

Of the 14000 bridges that are mentioned above, most are concrete bridges or steel-beam bridges. It is therefore these types of bridges that should be concentrated on. Concrete bridges are hard to classify, and it's no small job to find a good classification-system for them. Steel-beam-bridges, on the other hand, have a great potential for improvement on the classification-systems.

When classifying a bridge, there are a lot of aspects other than just the carrying capacity that are important to review. The general safety must be reviewed, one has to consider railing, and of course one has to check the abutment. Last but not least, you have to check the deck-structure, because if this doesn't hold it doesn't matter what the beams can hold.

The method used to make the diagrams is simple but very time-consuming. The principle behind it is to find all the most important factors concerning bridges carrying capacity, and then using these to construct some type-bridges. These type-bridges get the most common sets

of variables. Then these type-bridges get run through a complete analysis, and the results are registered in tables. The diagrams, which are the real classification tool, are based on the tables. The input values in the diagrams are span and the section modulus for the steel-beams.

The diagrams have both strengths and weaknesses which are important to be aware of before using them. To manage to use the diagrams in the way they are meant, it's necessary to study the premises carefully. This may demand some knowledge in construction techniques to manage.

Comparisons made on bridges that are classified with both the easy and the full analysis show good results. They give the same result in most cases, but in case of doubt you should use the full analysis.

INNHOLDSFORTEGNELSE

FORORD.....	1
SAMMENDRAG	2
SUMMARY	4
INNHOLDSFORTEGNELSE	6
1 INNLEDNING	8
1.1 Problemstilling	8
1.2 Tidligere arbeider	9
2 SENTRALE ORD OG UTTRYKK	11
2.1 Ordforklaring.....	11
2.2 To viktige begreper	12
2.2.1 Motstandsmoment	12
2.2.2 Vipping.....	13
3 LOVER OG ANSVAR	14
3.1 Lover og regler	14
3.2 Ansvar	15
4 MATERIALE OG METODE	16
4.1 Brutyper.....	16
4.1.1 Betongelementbru	16
4.1.2 Betongplatebru	17
4.1.3 Stålbjelkebru med tredekke.....	18
4.1.4 Stålbjelkebru med betongdekke	19
4.1.5 Trebjelkebru med tredekke.....	20
4.2 Andre faktorer for klassifisering av bruer	20
4.2.1 Generell sikkerhet	20
4.2.2 Rekkverk	21
4.2.3 Brukar.....	22
4.2.4 Brudekke	23
4.3 Metode.....	24
4.3.1 Grunnlaget for metoden	24
4.3.2 Oppbygning og bruk av diagrammene	25
4.3.3 Fremgangsmåte	25
5 RESULTATER	27
5.1 Type-bruene	27
5.1.1 Snittegninger av type-bruene	27
5.1.2 Laster påført bjelkene.....	29
5.2 Tabeller.....	31
5.3 Diagramnøkkel.....	40
5.4 Diagrammer.....	41
5.5 Sammenlikning med reelle bruer	77
5.5.1 Bjørnsrud bru.....	77
5.5.2 Øvre Uvdal bru.....	77
5.5.3 Bru over Smådølelva	77
5.5.4 Bru over Borgeåi	78
5.5.5 Sammenstilling.....	78
6 DISKUSJON OG KONKLUSJON	79
6.1 Diskusjon.....	79
6.1.1 Styrker ved metoden.....	79

6.1.2	Svakheter ved metoden	80
6.1.3	Sammenlikning med reelle tilfeller	81
6.2	Konklusjon	81
7	LITTERATUR	82
7.1	Skriftlige kilder	82
7.2	Nettsider	84
	VEDLEGGSLISTE	85

1 INNLEDNING

1.1 Problemstilling

Etter som jeg har tatt fagkombinasjonen ”Byggeteknikk og Arkitektur” og ”Vegbygging/Vegplanlegging” finner jeg det naturlig å skrive om bruer i min mastergradsoppgave. Bruer kan sies å være fellesnevneren mellom vegbygging og konstruksjonsteknikk, og dette er etter min mening de mest interessante emnene i min utdanning. Dessuten er dette et tema det er meget aktuelt å få belyst.

Etter andre verdenskrig, og videre utover på 50- og 60- tallet var det meget høy aktivitet innen nybygging av skogsbilveger og kommunale veger i Norge. På 70- og 80- tallet går aktiviteten noe ned, før kurven flater ut. Fra 1990 og fremover har vegbyggingsaktiviteten bare sunket. Etter 1993 har nybyggingen av skogsbilveger vært mindre enn opprustnings- og omleggingsaktiviteten, med tanke på antall km (SSB 2004). Jeg har ikke greid å finne tilsvarende statistikk for kommunale veger, men det er sannsynlig med den samme trenden der.

I 1999 var det i Norge 73000 km privat veg, og av dette er 46000 km helårs skogsbilveg. Det er snaut 37000 km kommunale veger. På kommunale veger regner man at det er ei bru pr fem km, mens på skogsbilveger regner man ei bru pr sju km. Det vil si at det i Norge finnes nesten 14000 små og mellomstore bruer (7400 på kommunale og 6570 på skogsbilveger). I tillegg kommer bruene på private veger, men som ikke regnes som helårs skogsbilveg. Mange, kanskje mer enn halvparten, av bruene ble bygget på 50-, 60- og begynnelsen av 70- tallet. Det vil med andre ord si at man ikke vet om de tåler dagens kjøretøyer, som er mye tyngre enn de var da bruene ble bygd. Dessuten vil lang tids bruk ha redusert bæreevnen til mange av komponentene i brua (SSB 2004).

Brusammenbrudd på grunn av kjøring med tyngre kjøretøyer har allerede begynt å komme rundt om i landet, og omfanget av slike vil helt sikkert øke fremover. Sammenbrudd kan føre til store materielle skader, og i verste fall også personskader og fare for liv. Når man ser dette i sammenheng med at det er vegeier som har det ansvaret (se kapitel 3) ved slike sammenbrudd, kan man konkludere med at det i fremtiden vil bli et stort behov for enkle og billige løsninger for bruklassifisering.

Med dette som bakgrunn, er hovedproblemstillingen i denne oppgaven å:

Utvikle et enkelt system for klassifisering av de mest vanlige stålbjelkebruene på skogsbilveger og kommunale veger.

I tillegg til hovedproblemstillingen, må en rekke andre utfordringer løses.

- Hvilke standardmål kan man legge til grunn når man skal finne et slikt klassifiseringssystem?
- Hvilke begrensninger får metoden som fremlegges?
- Hvilke andre faktorer enn selve bæreevnen spiller inn?

1.2 Tidligere arbeider

Det er de siste 15 – 20 årene gjort en del hovedfagsoppgaver og utredninger omkring temaet bruer og bruklassifisering. Dette henger nøye sammen med at nybyggingen har stagnert, mens opprustingsbehovet har økt veldig.

Allerede i 1982 fant Arne Ettestad ut at det var et enormt behov for opprusting og oppgradering når det gjaldt skogsbilvegbruer. I hans hovedfagsoppgave fra Norges landbrukshøgskole (heretter NLH) undersøkte han 33 bruer, i Åmot kommune i Hedmark, og bare 15 % av disse holdt 10 tonn akseltrykk. Videre var det over 70 % av dem som ikke tålte 6 tonn akseltrykk.

I 1983 satte Landbruksdepartementet ned en arbeidsgruppe som skulle jobbe med opprustning av skogsbilvegnettet. Her var blant annet den tidligere nevnte Ettestad med. Denne gruppens arbeid resulterte i et hefte, "Beregning av bæreevnen på eldre bruer i skogsbilvegnettet", som kom ut i november 1985. I dette heftet er det lagd en del enkle tabeller for dimensjonering av de mest vanlige hovedbærerne.

Etter dette virker det som interessen for emnet dabbet noe av, helt til 1995. Da skrev Arve Flaata en hovedfagsoppgave, ved NLH, om bruklassifisering. Han laget et enkelt dataprogram for styrkeberegning av stålbjelkebruer med strøved og tredekke. Dette fungerer greit, men har en del begrensninger når det gjelder variasjon i bjelkeprofil og bjelkeantall.

I 1996 skrev Salvador Farré hovedfagsoppgave ved NLH. Han konsentrerte seg om nyanlegg av trebruer på skogsbilveger, og beregnet en del forskjellige løsninger.

Samme året skrev Audun Meland hovedfagsoppgave ved NLH. Han tok for seg dimensjonering av forskjellige brutyper. Oppgaven ble skrevet som et kompendium i faget vegbygging (SD 300), gitt ved NLH.

I 1998 skrev Arve R. Akervold hovedfagsoppgaven ”Opprusting av bruer på skogsbilveger”, også han ved NLH. Han tok for seg både tekniske løsninger og økonomiske analyser rundt temaet.

I 2003 holdt Skogbrukets kursinstitutt seminaret ”Fagsamling veg”, der temaet var tilstandsregistrering og klassifisering av bruer. Til dette leide de inn firmaet Multiconsult, til å lage et kompendium om emnet.

I tillegg til de som er nevnt her, finnes det selvfølgelig mange som har jobbet med emnet. Spesielt bør Statens vegvesen, Vegdirektoratet nevnes, som kontinuerlig går gjennom sine regler og forskrifter, og gir ut normaler som er i henhold til disse.

2 SENTRALE ORD OG UTTRYKK

2.1 Ordforklaring

Aksellast:	Den lasta som en aksel påfører brua.
Boggilast:	Den lasta som to aksler med innbyrdes avstand mindre enn 1,8 m påfører brua.
Bru:	Alle brulignende konstruksjoner med spennvidde større enn 2,5 m (Statens vegvesen 1996).
Brubredde:	Bredden av hele brukonstruksjonen.
Brukar:	Felles betegnelse på landkar og midtkar.
Bruksklasse (Bk):	En klassifisering på ei bru som sier noe om tillatt akseltrykk, boggitrykk, trippelboggitrykk og totalvekt.
Focus:	Et dataprogram for analyse av bæreegenskapene til konstruksjoner.
Føringskant:	En opphøyet kant eller en del av rekkverket som markerer kjørebredde på brua. Den bør også være så sterk at den ikke gir etter ved påkjørsel.
Landkar:	I hver ende av brua hviler de bærende elementene på landkar. Disse er ofte utført i betong.
Lysåpning:	Avstanden, målt i kjøreretningen, mellom fremkanten av brukarene.
Midtkar:	Dersom spennet mellom landkarene blir for stort, er det vanlig å sette inn et midtkar. Dette har samme funksjon som landkaret.

- Motstandsmoment:** Dette er en konstant for bjelke tverrsnitt, som multiplisert med tverrsnittets tillatte bøyespenning gir momentkapasiteten. Kan for de fleste standardtverrsnitt finnes i tabeller.
- Opplager:** Innrettning som skal føre kreftene fra hovedbæresystemet og over i brukarene. Også kalt bare lager.
- Rekkverk:** Markerer bruas ytterkant, og skal hindre avkjøring.
- Slitedekke/slitelag:** Dette ligger over de bærende delene, og skal beskytte disse mot direkte slitasje fra trafikken på brua. Slitedekket kan bestå av betong med eller uten armering, tre, grus, asfalt, eller lignende. Slitelag og slitedekke betyr det samme og brukes om hverandre.
- Spennvidde:** Avstanden, målt i kjøreretningen, mellom senter av oppleggslagene eller oppleggsflatene. Dersom det ikke er lager og/eller det er vanskelig å måle eksakt avstand, er det vanlig å sette spennvidde til lysåpning + 300 mm.
- Strøved:** Dersom tverrbærer er utført av trebjelker som ligger med liten senteravstand, kalles det ofte strøved.
- Trippelboggilast:** Den lasta som tre aksler med innbyrdes avstand mindre enn 1,8 m påfører brua.
- Tverrbærer:** Det bærende element på brua som fordeler lastene på tvers av kjøreretningen. Også kalt sekundærbærer.

2.2 To viktige begreper

2.2.1 Motstandsmoment

Motstandsmomentet er en konstant som er spesiell for hvert enkelt tverrsnitt. Den er benevnt mm^3 og som regel oppgitt i antall tusen. Det vil si at man kan legge til $\times 10^3$ bak de tallene som står i tabeller. Slike tabeller finns for eksempel i Tekniske tabeller utgitt av Institutt for

tekniske fag, NLH (1999)(Kopi finnes i vedlegg 5). Motstandsmomentet kan finnes for både x- og y-retningen av bjelken, men for stålprofiler er det stort sett x-retningen som er interessant (W_x). Dersom det ikke er en standardprofil, kan man regne ut motstandsmomentet etter følgende formel (Sørensen 1994):

$$W_x = 1/6 * b * h^2$$

Her b bredden av bjelken, og h høyden til bjelken. Man må huske på at det er kun det faktiske tverrsnittet som skal være med, og man må derfor trekke fra det arealet i kvadratet som ikke er stål.

2.2.2 Vipping

Med vipping menes at hele eller deler av bjelken velter eller roterer. Dette er et stort problem på stålprofiler, og er ofte den dimensjonerende faktoren. I konstruksjonslæren snakker man ofte om slankheten til et tverrsnitt. Dette sier noe om forholdet mellom høyde og bredde. Stor høyde og liten bredde gir stor slankhet, og motsatt. Jo slankere en bjelke er, jo mer utsatt for vipping er den. Det er bare trykkstaver som er utsatt for vipping. Det vil si at på stålbjelker er det den øvre delen av bjelken, trykkflensen, som forårsaker vippingen. Siden tverrsnittet er massivt vil også den nedre delen, strekkflensen, følge med. For å unngå eller begrense vipping er det altså trykkflensen man må gjøre noe med.

Det finnes forskjellige måter å forhindre vipping, men felles for alle er at de på en eller annen måte stiver av trykkflensen. En meget effektiv metode er å la trykkflensen være innstøpt i et betongdekke. Da vil den være fullstendig avstivet mot vipping. Andre metoder er å sette opp avstivningsstag mellom bjelkene. Mange av disse metodene forhindrer imidlertid ikke at bjelkene kan vippe i takt, altså at alle bjelkene som er festet sammen vipper ut i samme retning.

3 LOVER OG ANSVAR

3.1 Lover og regler

Brubygging er regulert av en rekke lover, forskrifter og normaler. Vegloven regulerer alt som har med planlegging, bygging, og bruk av veger. Under vegloven er det så en rekke forskrifter, men ingen som går direkte på bruer. Selve brukonstruksjonen blir regnet som en varig konstruksjon, og er dermed også regulert av plan- og bygningsloven og dens forskrifter. Det er særlig Tekniske forskrifter til plan- og bygningsloven som gjør seg gjeldende for selve brukonstruksjonen. Videre regulerer vassdragsloven alle inngrep som kan endre eller påvirke vannets løp. Landbruks- og skogsbilveger er regulert av egen forskrift underlagt skogloven.

Når det gjelder den praktiske byggingen og utformingen av bruer er det normaler og norske standarder som regulerer dette. Normalene blir utarbeidet av direktoratene, med utgangspunkt i overnevnte lover og regler, og standardene lages av Norges Standardiseringsforbund (NSF). Det finnes egne normaler for hvert enkelt element på brua, slik som landkar, bæring, rekkverk og så videre. I tillegg kommer laststandarder som bestemmer hvilke laster bruene skal dimensjoneres for. Norsk standard (NS) har egne regler for alle materialer og deler av byggverkene.

De viktigste standardene og normalene er:

- NS 3470-1, for trekonstruksjoner (NSF 1999a)
- NS 3472, for stålkonstruksjoner (NSF 2001)
- NS 3473, for betongkonstruksjoner (NSF 1998)
- NS 3479, for prosjekterings regler (NSF 1990)
- NS 3490, for krav til pålitelighet (NSF 1999b)
- Håndbok 238, bruklassifisering (Statens vegvesen 2003a)
- Håndbok 185, prosjekteringsregler for bruer (Statens vegvesen 1996)
- Håndbok 184, Lastforskrifter for bruer og ferjekaier (Statens vegvesen 1995)
- Normaler for landbruksveger (Landbruksdepartementet 1997)

(Lovdata 2004, Norges skogeierforbund 1998, Skogavdelingen hos Landbruksdepartementet 1985, Multiconsult 2003)

3.2 Ansvar

I en vurdering Norges Forsikringsforbund har gjort for Landbruksdepartementet (1989) sier de følgende om ansvaret vegeier har: "Det skal etter vårt skjønn atskillig til før man kommer i erstatningsansvar overfor allmennheten." Videre sier de at "risikoen må ligge i at det oppstår noe uventet og uvanlig sett med trafikantens øyne". Det er i prinsippet ingen forskjell på om vegeier er privat eller en kommune, i og med at det er de samme reglene som gjelder for brubygging. De mener allikevel at det skal mindre til for en privat vegeier å komme i ansvarsforhold, enn det skal for en kommunal vegeier. Spesielt med tanke på tømmertransportører som har kontraktfestet vegstandarden i transportavtalen.

Det er tre vilkår som må være til stede for at erstatningsansvar skal inntre (Norges Skogeierforbund 1995). Disse er:

- Skadelidte må kunne dokumentere et *økonomisk tap*.
- *Ansvarsgrunnlaget* må foreligge (skyldansvar eller objektivt ansvar).
- Det må være *årsakssammenheng* mellom tapet og ansvarsgrunnlaget.

Mange steder ser man skilt der det står at all kjøring skjer på eget ansvar. Dette har liten eller ingen innvirkning på vurderingen av ansvarsforholdet. Dersom en veg ikke er forsvarlig å bruke, plikter eier å stenge vegen med bom eller skilt (FMLA seksjon skog, Buskerud u.å.). På veger som er stengt, har imidlertid vegeier ikke noe ansvar for de som kommer inn på vegen uten tillatelse. Ansvaret overfor dem som er gitt tilgang er det samme som om vegen var åpen for allmenn ferdsel.

Etter min vurdering skal det mye til for å komme i erstatningsansvar som vegeier, med et unntak, nemlig bruer. Som det står i loven må risikoen ligge i at det oppstår noe uventet og uvanlig sett med trafikantens øyne. At ei uskilta bru kollapse, ei skilta bru ikke holder det som er anvist, eller at ei bru ikke holder den standard som resten av vegen er oppgitt til, vil etter min vurdering komme i denne kategorien. Man kan ikke forvente at allmennheten skal ha kunnskap nok til å vurdere bæreevnen til ei bru, og dermed faller ansvaret på vegeier. Det bør også nevnes at ansvaret i noen tilfeller kan gå til entreprenøren som har bygget brua.

4 MATERIALE OG METODE

4.1 Brutyper

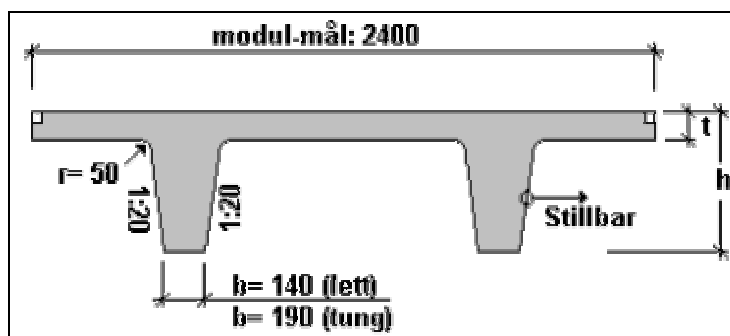
4.1.1 Betongelementbru

Fra midt på 70-tallet og utover skjedde det en stor utvikling innen betongteknologi. Man begynte å lage prefabrikkerte elementer som man så satte sammen på byggeplass. Ved å lage elementene på en fabrikk fikk man også muligheten til å forspenne armeringen. Dette gir betongen bedre bæreegenskaper og mulighet for større spenn, og det er med på å hindre store nedbøyninger.

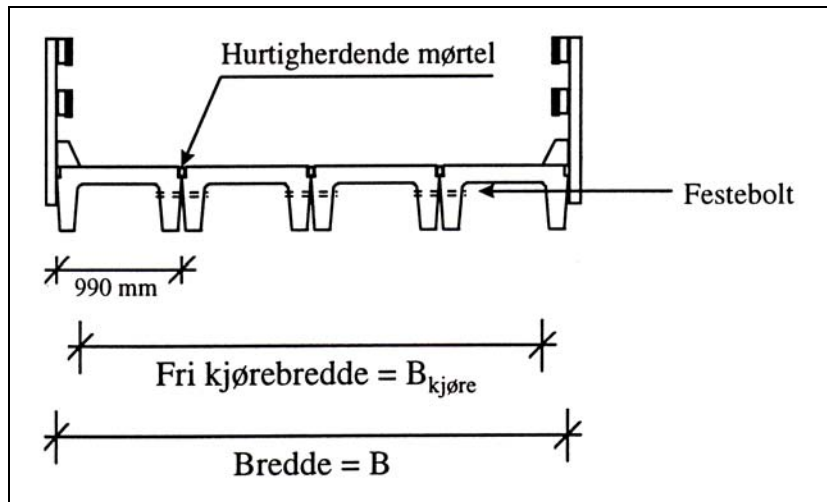
Etter hvert så man også andre bruksområder for slike elementer. Bruer var ett av dem. Slike elementer er svært enkle i bruk, og de er svært prisgunstige, spesielt på små spenn. Man kan få elementbruer på over 30 m spenn, som holder alle krav til bæreevne. Det vil si 10 tonn akseltrykk, og 50 tonn totalvekt. Dette gjør dem høyaktuelle der bruer må skiftes ut.

Det finnes en rekke forskjellige elementtyper. På mindre spenn er DT-elementer (Figur 1), elementbru nr. 1 (Figur 2) og elementbru nr. 2 (Figur 3), vanlige. Det er derfor disse som er mest brukt på skogsbilveger. Når det gjelder større spenn er det NIB-bjelker, NOT-bjelker, og super I-bjelker som brukes (Betongelementforeningen u.å.). I tillegg til de forskjellige elementtypene finnes det variasjonsmuligheter, slik som påstøp, påfylling av slitelag, forspenning, og så videre.

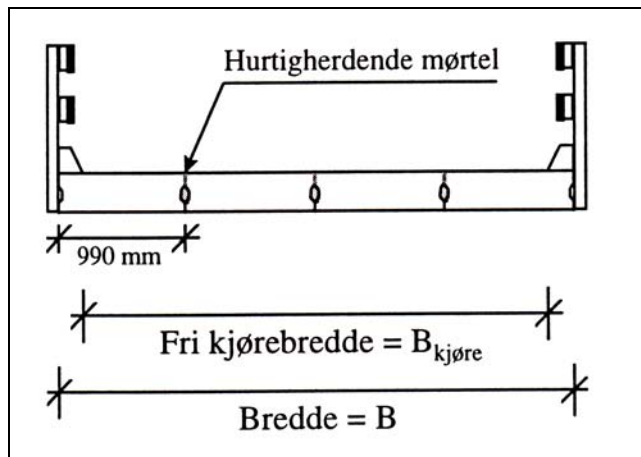
I og med at de fleste slike bruer er bygd på 80-tallet eller senere, er de stort sett dimensjonert for dagens laster.



Figur 1: Eksempel på DT-element (Contiga 2004).



Figur 2: Eksempel på elementbru nr. 1 (Kilde: Akervold 1998).



Figur 3: Eksempel på elementbru nr. 2 (Kilde: Akervold 1998).

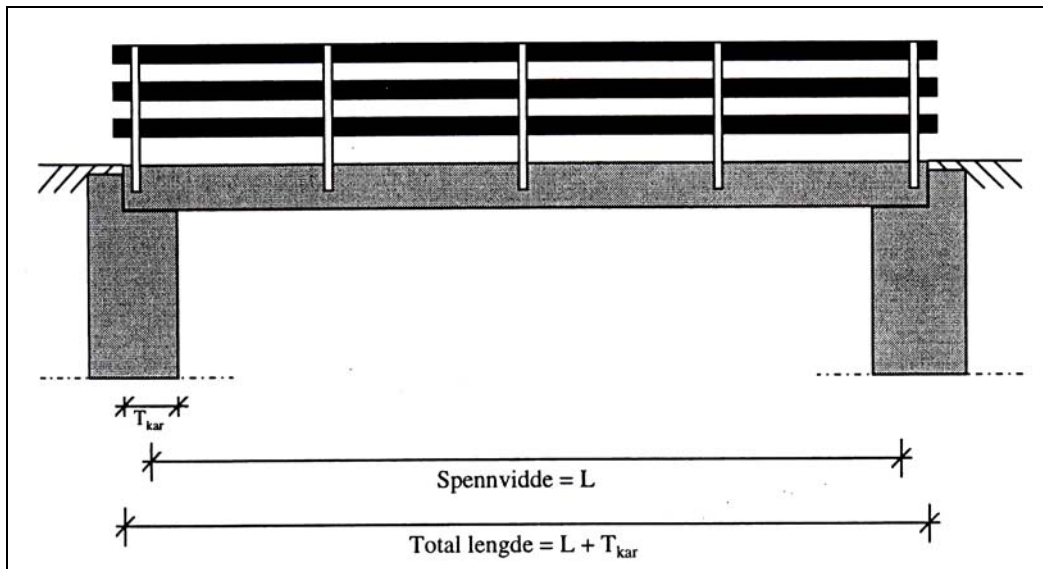
4.1.2 Betongplatebru

Betongplatebruer (Figur 4) er bruer der en betongplate spanner fra brukar til brukar, uten understøttelse. På slike bruer fungerer betongplata som både bærende konstruksjon og brudekke (overbygning). Betongplatebruen skiller seg fra elementbruene, ved at de er plasstøpte. Det brukes i dag armering i alle slike bruer, men på gamle bruer kan man ikke være sikker på at det er tilfellet. På skogsbilveger der det er korte spenn, er dette kanskje den mest vanlige brutypen.

Klassifisering av betongplatebruer er en svært tid- og ressurskrevende jobb. For å få en eksakt klassifisering må man som regel foreta destruktive undersøkelser. Altså skjære ut en bit av

betongen for å teste fastheten og for å finne ut hva slags armering som er brukt, samt tilstanden til denne. En noe mindre sikker måte å klassifisere etter er ved hjelp av instrumenter som gir ca. fasthet og ca. stålmengde og stål plassering. Begge disse metodene krever gode kunnskaper om betongkonstruksjoner, og er både arbeidskrevende og dyre.

En idé til en enkel klassifisering er å bruke nedbøyningen som variabel, for så å lage diagrammer for klassifisering. Dette vil imidlertid kreve en omfattende innsamling av data for bruer med kjent bæreevne, som kan brukes som statistisk bakgrunnsmateriale. En slik innsamling er svært tid og resurskrevende, og er for omfattende å ta med i denne oppgaven.



Figur 4: Eksempel på betongplatebru (Kilde: Akervold 1998).

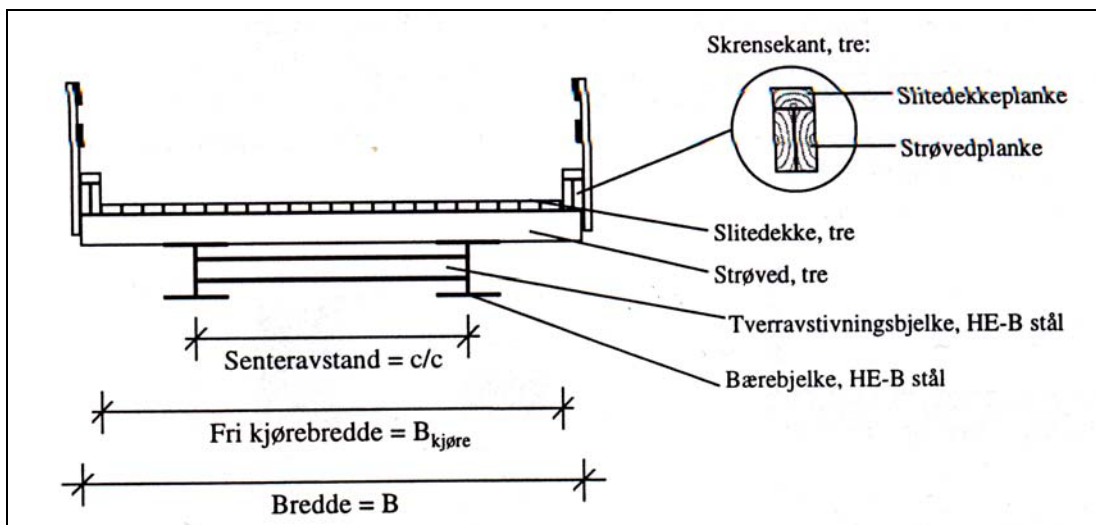
4.1.3 Stålbjelkebru med tredekke

Dette er bruer som har stålbjelker som hovedbæring, mens brudekket og slitelag er i treverk (Figur 5). De mest brukte stålprofilene er IPE-bjelker, HEA-bjelker og HEB-bjelker, men på eldre bruer kan man finne andre profiler. Slike bruer er veldig vanlige både på kommunale vegger og skogsbilveger, når det blir snakk om spennvidder opp til 25 m.

Avhengig av utformingen av brua kan slike bruer spenne over 30 m. Hovedutfordringen med dem er faren for vippling på stålbjelkene. I svært mange tilfeller er det vipplingen som er

dimensjonerende. Siden vegnormalen har svært strenge krav til nedbøyning kan også dette bli dimensjonerende, spesielt på lange spenn.

Dette er de bruene som er enklest å klassifisere, i og med at det er lett å komme til for å måle dimensjoner på bjelkene. Vurderingen av brudekket kan være noe vanskeligere, med tanke på råte og andre faktorer som virker på treverket, men det lar seg gjøre.



Figur 5: Eksempel på stålbjelkebru med tredekke (Kilde: Akervold 1998).

4.1.4 Stålbjelkebru med betongdekke

Dette er også bruer som har stålbjelker som hovedbæring, men brudekke og slitelag er her av betong. De mest brukte stålprofilene er IPE-bjelker, HEA-bjelker og HEB-bjelker, men også her kan man finne andre profiler på eldre bruer. Slike bruer er også svært vanlige både på kommunale veger og skogsbilveger.

På stålbjelkebruer med betongdekke kan man lett unngå vippingsproblemet, ved å la den øvre flensen på bjelken være innstøpt i dekket. Betongdekket vil imidlertid, på grunn av sin høye egenvekt, forverre nedbøyningsproblemet. Nedbøyning vil derfor ofte være dimensjonerende på slike bruer.

Slike bruer er også enkle å klassifisere. Det kan by på problemer å få målt de delene av bjelken som er innstøpt, men da går man ut fra standardmål som er gitt i vegnormalene.

Vurderingen av brudekket vil her by på de samme problemene som på betongplatebruer, men siden det kun er sekundærbærer krever ikke vurderingen like stor nøyaktighet.

4.1.5 Trebjelkebru med tredekke

Riktig gamle bruer er ofte rene trebruer. Der er både hovedbæringen, tverrbærere og slitedekke utført i trevirke. Da er det ofte rundtømmer som er brukt. Slike bruer finnes det gamle tabeller for å få klassifisert, men i de aller fleste tilfeller må de rives. Dette er en naturlig følge av den raske utviklingen det har vært for maskiner og lastebiler når det gjelder vekter og lastekapasitet.

Også i senere år er det blitt vanlig å bygge rene trebruer. Nå er det imidlertid limtre som dominerer som hovedbæring. Limtre har gode bæreegenskaper, og det er uproblematisk med spenn opp til 30 m. Moelven har for eksempel levert limtre til bru med 70 m fritt spenn (Moelven 2003). På de store spennene er det trykkbuer som brukes, og ikke bjelker. Slike bruer er dyre. De brukes derfor mest når brua ikke bare har ren bruksverdi, men også skal ha en estetisk funksjon.

Når gamle trebruer skal skiftes ut, vil betongelementbruer være et godt alternativ. De nyere trebruene er stort sett dimensjonert etter dagens regler, og holder 10 tonn akseltrykk og 50 tonn totalvekt.

4.2 Andre faktorer for klassifisering av bruer

4.2.1 Generell sikkerhet

Når man skal klassifisere ei bru, er det viktig å se på helheten. Man bør derfor, uavhengig av bruas bæreevne, først ta en sikkerhetsvurdering av hele brua. Dersom man finner at det ikke er forsvarlig å holde brua åpen, er det liten hensikt i å bruke tid og penger på en bæreevneklassifisering.

Ved en slik vurdering bør man, i tillegg til de tekniske krav som stilles, ta hensyn til en rekke faktorer. Er brua skiltet forsvarlig med bredde og tillatt last? Er det god sikt eller kommer brua rett rundt en sving? Er det plass til å møte på brua? Hvis ikke, er det plass til å vente uten å hindre annen trafikk? Og så videre.

Når man gjør denne vurderingen må man selvsagt ta hensyn til beliggenhet og trafikkmengde. Disse faktorene er ikke like viktige på ei skogsbilvegbru som på ei bru i tettbygde strøk.

4.2.2 Rekkverk

Det er en rekke krav til rekkverk på bruer (Bilde 1). Disse reglene gjelder i utgangspunktet alle bruer. For privat bruer er de imidlertid ikke sett på som regler, men mer som anbefalinger. På den annen side kan det føre til ansvar for brueier dersom brua er dårlig sikret og det skjer en ulykke (Statens vegvesen 1998).

Det finnes regler for høyde, åpninger, hvor langt ut på sidene det skal gå, avslutning og nedføring. Det er også regler for hvilke materialer som kan brukes, hvilke overflatebehandling de skal ha og hvordan de festes til selve brua. I tillegg til rekkverk skal også alle bruer ha føringskant (Statens vegvesen 1998).

Det er to typer rekkverk; ettergivende og ikke ettergivende. Ettergivende rekkverk skal gi etter ved påkjørsel slik at sammenstøtet blir så mykt som mulig, men det skal uansett lede kjøretøyet inn igjen i vegbanen. Ikke ettergivende rekkverk skal ikke gi etter ved påkjørsel, men stoppe kjøretøyet helt (Statens vegvesen 1998).



Bilde 1: Ikke godkjent rekkverk (Privat bru i "Borgemørkje").

Selv om disse reglene er konkrete, er det vanlig prosedyre å tilpasse løsningene til de stedegne forutsetningene. Det er for eksempel liten vits i rekkverk langt innover land dersom avkjøring medfører liten eller ingen fare for skader (Statens vegvesen 1998).

4.2.3 Brukar

Når man så har sett på de overnevnte forholdene, og funnet disse tilfredsstillende er det på tide å se på brukarene. Disse kan det være vanskelig å gjøre noe konkret dimensjonering av, men man bør uansett ta en helhetsvurdering. Det er i hovedsak to typer brukar; helstøpte av betong eller bygget av naturstein eller stedegne masser med et betongfundament på toppen.

Brukar som er bygd av stein eller stedegne masser kan være vanskelig å bedømme. Her må man se på eventuelle undergravinger eller utrasinger. De to sikreste tegnene på at noe er galt med de støpte brukarene, er sprekkdannelser og undergraving (Bilde 3). Begge disse kan føre til at brukaret kollapser eller raser ut, og dermed vil hele brua dette ned.

Utbedring av brukar kan gjøres på flere forskjellige måter, avhengig av om man skal gjøre noe med resten av brukonstruksjonen eller ikke. Dersom resten av brua holder mål, er det mest vanlig å fylle eller støpe inntil eksisterende brukar, eller forsterke brukaret på annen måte (Bilde 2). Det går også an å legge under en midlertidig støtte slik at man kan rive det gamle brukaret for så å sette opp nytt. Dette er imidlertid en kostbar metode, og svært lite brukt.



Bilde 2: Eksempel på forsterking av brukar (Øvre Uvdal bru).



Bilde 3: Eksempel på sprukket brukar (Øvre Uvdal bru).

4.2.4 Brudekke

Bruer består av overbygning og hovedbæring. På stålbejelkebruer er det stålbejelkene som utgjør hovedbæringen, mens på betongbruer er hovedbæring og overbygning ett og samme element. Overbygningen regnes som brudekket, slitedekket og rekkverk.

Brudekket må dimensjoneres etter gjeldende standarder. Dette er greie beregninger som det finnes forskjellige dataprogrammer for. Det er likevel en del spesielle ting å ta hensyn til. På alle bruer regner man et dynamisk tillegg (også kalt rystelsestillegg) på 40 % på alle vertikale kjøretøylaster. Dette gjøres for å ta hensyn til den ekstra belastningen som blir fordi kjøretøyet ofte "hopper" inn på brua. Så er det krav til bremse- og akselerasjons-laster som kommer fra kjøretøyene ned på dekket. Videre må man ta hensyn til vibrasjoner. Her stilles det krav til maksimal frekvens. Man bør også være oppmerksom på de effektene som

slitedekket gir. Det fører for eksempel til at trykkflaten fra hjulet blir større på tverrbærerne enn den i utgangspunktet var på slitedekket (CEN 2001).

For tredekker kan man gå ut fra at de holder hvis senteravstanden mellom tverrbærerne/strøveden er mindre enn 40 cm, og materialene har normal bæreevne (Bilde 4) (Skogavdelingen hos Landbruksdepartementet 1985). For betongdekker er det noe vanskeligere å beregne. Dersom man regner med betongfasthet C25 og ingen armering vil man i de fleste tilfeller være på sikker side.



Bilde 4: Eksempel på brudekke av tre som holder dagens krav (Øvre Uvdal bru).

4.3 Metode

4.3.1 Grunnlaget for metoden

Målet med oppgaven er å lage et system for klassifisering av stålbjelkebruer som skal være enkelt i bruk. Selv om systemet jeg har laget er enkelt å bruke, krever det en god del kjennskap til konstruksjonslære. Det er også et mål å lage systemet så nøyaktig at det går an å bruke i praktisk klassifisering.

Da jeg begynte å lete etter stoff til oppgaven, kom jeg fort over heftet "Beregning av bæreevne på eldre bruer i skogsbilvegnettet" gitt ut av Landbruksdepartementets skogavdeling i 1985. I dette heftet fant jeg noen kurver for klassifisering av stålbjelker, der man brukte spennvidde og motstandsmoment som innganger i diagrammet. Tanken bak dette

diagrammet var god, selv om utførelsen var alt for enkel til dagens bruk. Også i Håndbok 239, Bruklassifisering (Statens vegvesen 2003b), fant jeg beregningsdiagrammer som lignet dem jeg fant i "Beregning av bæreevne på eldre bruer i skogsbilvegnettet". Jeg bestemte meg derfor for å videreutvikle ideen og lage diagrammene slik at de ble brukbare for dagens standarder og regler.

Når det gjelder målene som ligger til grunn for type-bruene (Figur 6-10), er dette tall som til dels er hentet fra min egen erfaring, og dels fra håndbok 239, Bruklassifisering (Statens vegvesen 2003b). De fleste bruer på det kommunale vegnettet og skogsbilvegnettet er et-felts bruer med spenn fra 25 m og nedover. Det er derfor dette jeg har tatt utgangspunkt i når jeg har utviklet metoden.

4.3.2 Oppbygning og bruk av diagrammene

Diagrammene er bygd opp med spennvidde langs x-aksen, og motstandsmoment langs y-aksen. Deretter er det lagt inn kurver for de forskjellige bruksklassene. Jeg har valgt å lage egne diagrammer for forskjellige vippelengder, forskjellig antall bjelker og forskjellige kjørebredder. For å vite hvilket diagram man skal se på har jeg laget en diagramnøkkel. I tillegg til selve diagrammene går det også an å bruke tabellen, som ligger til grunn for diagrammet, direkte.

Fremgangsmåten blir som følger:

Først må brua måles opp. Man må finne stålbelkeprofilen, fri kjørebredde, antall bjelker, vippingsforhold og spennvidde. Før man kommer så langt har man selvfølgelig tatt en vurdering av de andre faktorene som spiller inn på bruken av brua. Så regner man ut motstandsmomentet for det målte profilen, eller finner det i tabeller dersom det er snakk om standardprofiler. Så går man inn i diagramnøkkel og finner hvilket diagram man skal bruke. Til slutt leser man av i diagrammet hvilken bruksklasse som kan godkjennes.

Begrensninger for bruken av diagrammene, er tatt opp i Diskusjon og Konklusjon kapittelet.

4.3.3 Fremgangsmåte

Metoden som ligger bak diagrammene er enkel men tidkrevende. Den går ut på å finne de viktigste variablene for bæreevnen på bruer, og så tegne noen type-bruer med de mest vanlige

verdiene for disse variablene. Jeg har tatt en fullstendig analyse av alle de forskjellige type-bruene, og så satt opp resultatene i tabeller. På grunnlag av tabellene har jeg så laget punktdiagrammer hvor jeg også legger inn trendlinjer. For disse trendlinjene har jeg valgt den formen som gir best korrelasjon med plottene. De fleste ligger på over 96 % i R^2 -verdi.

Analysene jeg har gjort følger alle det samme systemet som jeg har brukt på brua i vedlegg 1. Det vil altså si at jeg betraktet snittet av brua først. Der har jeg lagt inn de gjeldende laster, satt lastkoeffisientene til 1 og kjørt en analyse i Focus. Deretter har jeg lest av knutepunktslastene. Disse tilsvarer kreftene som overføres til bjelken i de forskjellige tilfellene. Så har jeg satt inn de lastene jeg fant, og kjørt en analyse av bjelken i Focus. Da finner jeg ut hvilket stålprofil som trengs for å bære, og hvilket motstandsmoment det har.

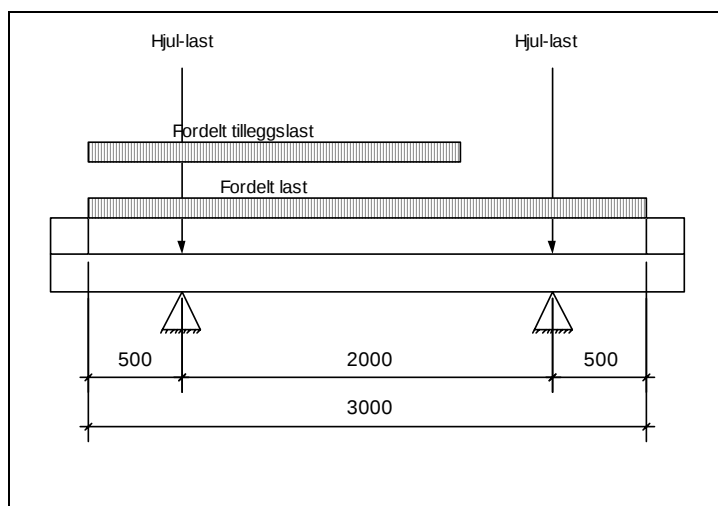
5 RESULTATER

5.1 Type-bruene

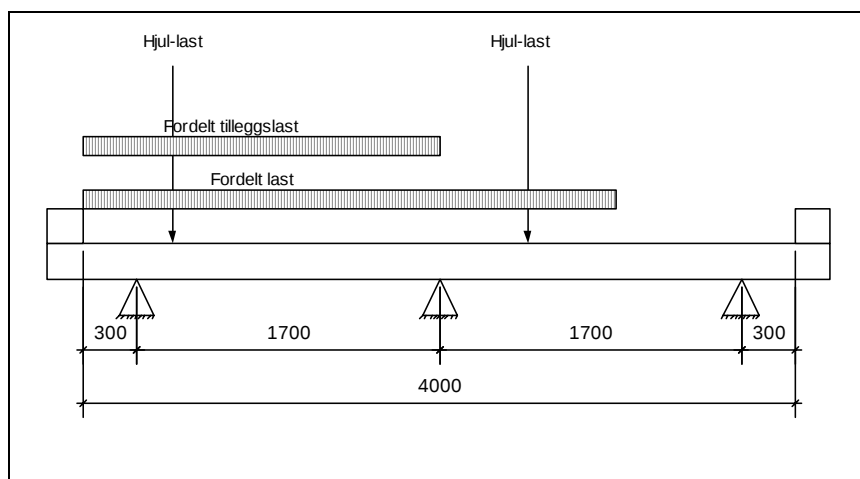
5.1.1 Snittegninger av type-bruene

Her følger figurer av type-bruene, med hovedmålene inntegnet:

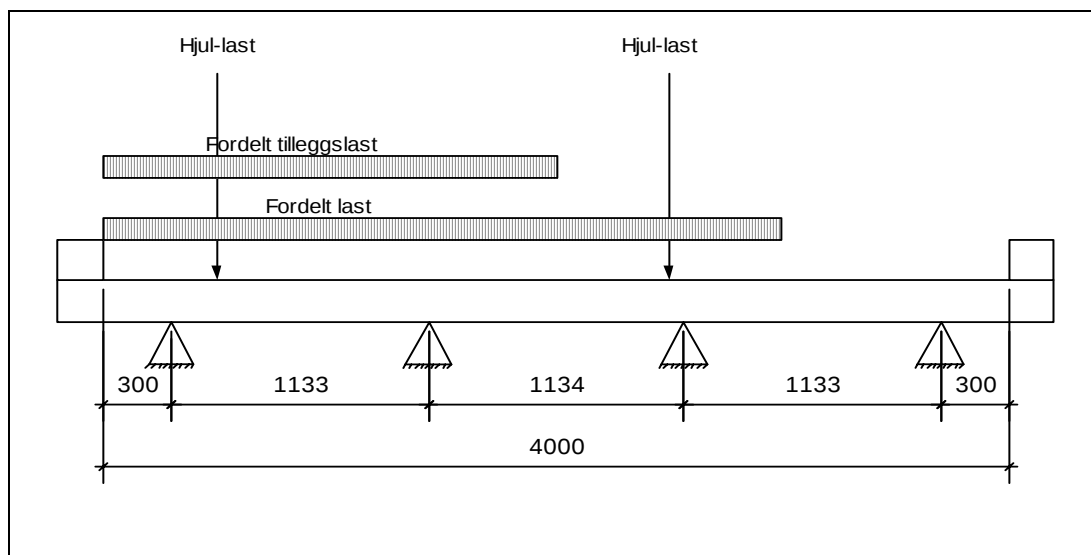
- Figur 6: Snitt av bru med to bjelker og 3 m kjørebredde.
- Figur 7: Snitt av bru med tre bjelker og 4 m kjørebredde.
- Figur 8: Snitt av bru med fire bjelker og 4 m kjørebredde.
- Figur 9: Snitt av bru med tre bjelker og 5 m kjørebredde.
- Figur 10: Snitt av bru med fire bjelker og 5 m kjørebredde.



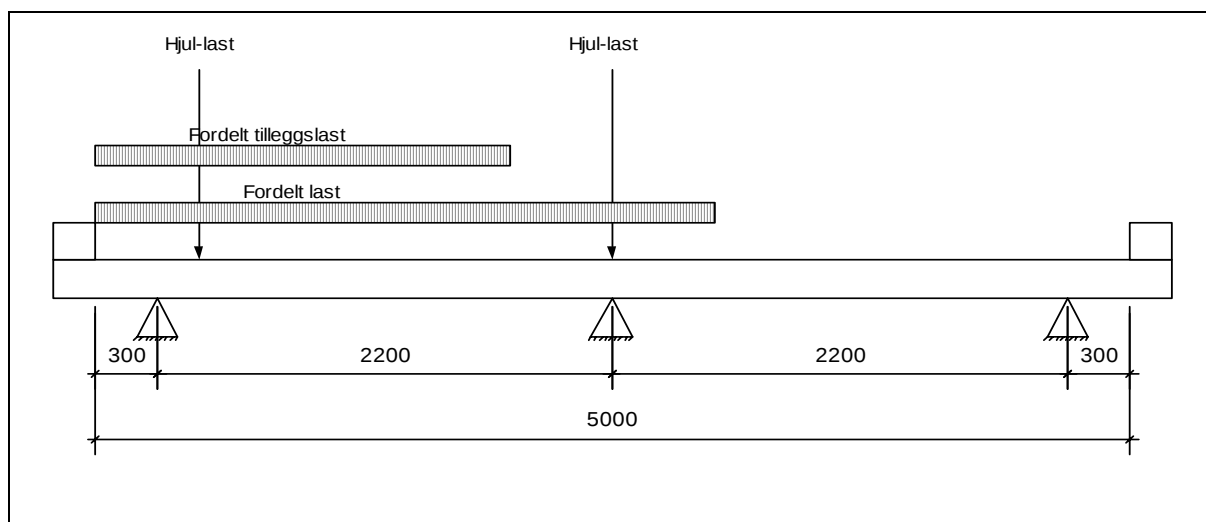
Figur 6: Snitt av bru med to bjelker og 3 m kjørebredde.



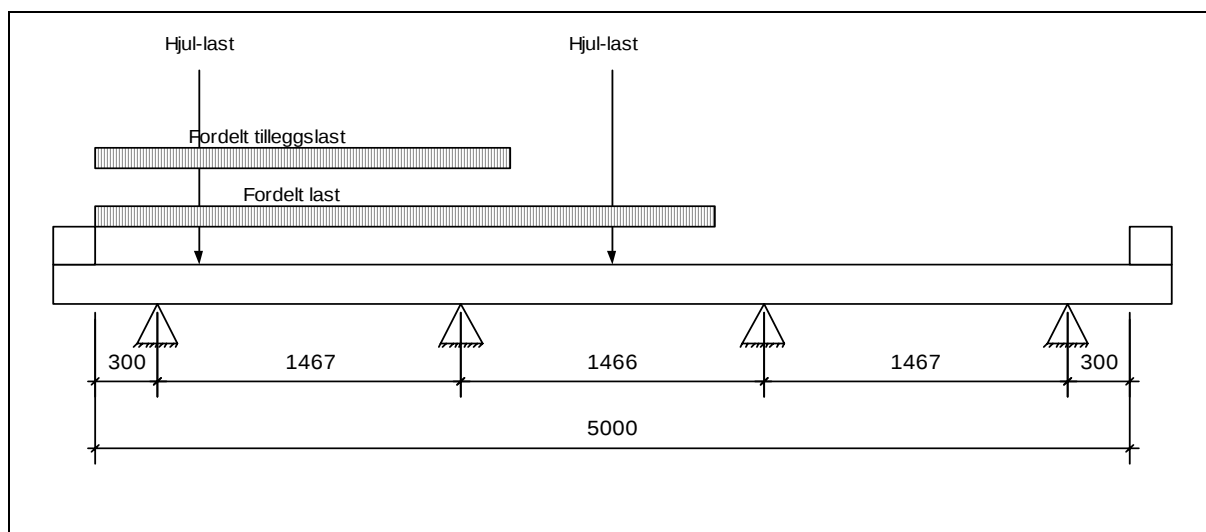
Figur 7: Snitt av bru med tre bjelker og 4 m kjørebredde.



Figur 8: Snitt av bru med fire bjelker og 4 m kjørebredde.



Figur 9: Snitt av bru med tre bjelker og 5 m kjørebredde.



Figur 10: Snitt av bru med fire bjelker og 5 m kjørebredde.

5.1.2 Laster påført bjelkene

Ut fra bergningene som er gjort på bruene over finner jeg hvilke laster som overføres til bærebjelkene. Disse er oppgitt i kN (10 kN = 1 tonn). Lastene er satt opp i tabell 1-5:

- Tabell 1: Laster for bruer med to bjelker og 3 m kjørebredde.
- Tabell 2: Laster for bruene med tre bjelker og 4 m kjørebredde.
- Tabell 3: Laster for bruene med fire bjelker og 4 m kjørebredde.
- Tabell 4: Laster for bruene med tre bjelker og 5 m kjørebredde.
- Tabell 5: Laster for bruene med fire bjelker og 5 m kjørebredde.

Tabell 1: Laster for bruer med to bjelker og 3 m kjørebredde.

Laster 2 bjelker 3 m kjørebredde				
	Bk6	Bk8	Bk T8	Bk10
Aksel	42,00	56,00	56,00	80,00
Boggi	15,00	20,00	20,00	32,50
Trippelboggi	28,00	42,00	42,00	70,00
Trippelboggi 2	20,00	25,00	30,00	35,00
Aksel total	12,00	16,00	16,00	20,00
Fordelt kjøretøy	15,26	18,66	23,73	25,43
Fordelt vogntog	10,38	11,88	14,83	18,55
Tilleggslast	5,09	5,09	5,09	5,09

Tabell 2: Laster for bruene med tre bjelker og 4 m kjørebredde.

Laster 3 bjelker 4 m kjørebredde				
	Bk6	Bk8	Bk T8	Bk10
Aksel	44,19	58,92	58,92	84,17
Boggi	15,78	21,04	21,04	34,19
Trippelboggi	29,46	44,19	44,19	73,65
Trippelboggi 2	21,04	26,30	31,56	36,82
Aksel total	12,63	16,83	16,83	21,04
Fordelt kjøretøy	15,94	19,47	24,79	26,56
Fordelt vogntog	10,84	12,40	15,49	19,38
Tilleggslast	3,03	3,03	3,03	3,03

Tabell 3: Laster for bruene med fire bjelker og 4 m kjørebredde.

Laster 4 bjelker 4 m kjørebredde				
	Bk6	Bk8	Bk T8	Bk10
Aksel	43,79	58,39	58,39	83,42
Boggi	15,64	20,85	20,85	33,89
Trippelboggi	29,20	43,79	43,79	72,99
Trippelboggi 2	20,85	26,07	31,28	36,50
Aksel total	12,51	16,68	16,68	20,85
Fordelt kjøretøy	17,03	20,80	26,49	28,37
Fordelt vogntog	11,58	13,25	16,55	20,70
Tilleggslast	3,53	3,53	3,53	3,53

Tabell 4: Laster for bruene med tre bjelker og 5 m kjørebredde.

Laster 3 bjelker 5 m kjørebredde				
	Bk6	Bk8	Bk T8	Bk10
Aksel	47,64	63,52	63,52	90,75
Boggi	17,02	22,69	22,69	36,87
Trippelboggi	31,76	47,64	47,64	79,41
Trippelboggi 2	22,69	28,36	34,03	39,70
Aksel total	13,61	18,15	18,15	22,69
Fordelt kjøretøy	15,59	19,05	24,25	25,98
Fordelt vogntog	10,61	12,13	15,15	18,96
Tilleggslast	2,54	2,54	2,54	2,54

Tabell 5: Laster for bruene med fire bjelker og 5 m kjørebredde.

Laster 4 bjelker 5 m kjørebredde				
	Bk6	Bk8	Bk T8	Bk10
Aksel	49,90	66,53	66,53	95,05
Boggi	17,82	23,76	23,76	38,61
Trippelboggi	33,27	49,90	49,90	83,16
Trippelboggi 2	23,76	29,70	35,64	41,58
Aksel total	14,26	19,01	19,01	23,76
Fordelt kjøretøy	17,35	21,19	26,98	28,91
Fordelt vogntog	11,80	13,50	16,86	21,09
Tilleggslast	3,10	3,10	3,10	3,10

5.2 Tabeller

I tabellene 6-10 følger en liste over alle resultatene fra beregningene jeg har gjort på de forskjellige bjelkene og bruene. Tallene stammer fra motstandsmomentene til de bjelkene som holder for de gitte spenn. Tallene er gitt i antall tusen mm^3 ($\times 10^3 \text{ mm}^3$). Fargene har følgende betydning:

- Grønn:** Tabellen gjelder for IPE-, HEA- og HEB-bjelker.
- Gul:** Tabellen gjelder for HEA- og HEB-bjelker. Dersom IPE-bjelker brukes, står verdien for disse i det gule feltet under hovedtabellen.
- Rødt:** Tabellen gjelder for HEA- og HEB-bjelker. Det finnes ikke IPE-bjelker som holder slike spenn med de gitte forutsetninger.
- Rosa:** Tabellen gjelder for HEB-bjelker. Dersom HEA-bjelker brukes, står verdien for disse i det rosa feltet under hovedtabellen.
- Blått:** Tabellen gjelder kun HEB-bjelker. Det finnes ikke HEA-bjelker som holder slike spenn med de gitte forutsetninger.

Tabell 6: Motstandsmomentene i antall 1000 mm^3 for brua i Figur 6.

Motstandsmoment 2 Bjelker							
Spenn	Bk 6, vipp1	Bk 6, vipp4/5	Bk 6, vipp1/2	Bk 6, vipp1/3	Bk 6, vipp1/4	Bk 6, vipp1/5	Bk 6, vipp0
2	155	155	155	155	155	155	155
4	429	429	389	389	389	389	389
6	736	736	713	675	675	675	675
8	1260	1150	1150	1010	1010	1010	1010
10	1890	1680	1680	1500	1500	1500	1500
12	3550	2900	2310	1930	1930	1930	1930
14	4790	4150	2900	2900	2400	2440	2440
16	6480	4970	3550	3550	2900	2900	2900
18	12890	8980	5470	4290	4290	3550	3550
20			6480	5470	4970	4970	4790
22			8980	6480	6480	5700	5700
24				8980	7680	6480	6480
	1160	904					
	1930	1930					
		3070	1930				
			3070	2440			
	9480	6340		3070	3070		
		11190				3070	3070
			7680				
			11190	7680			

Spenn	Bk 8, vipp1	Bk 8, vipp4/5	Bk 8, vipp1/2	Bk 8, vipp1/3	Bk 8, vipp1/4	Bk 8, vipp1/5	Bk 8, vipp0
2	220	220	220	220	220	220	220
4	557	557	515	515	515	515	515
6	938	938	938	938	938	938	938
8	1480	1380	1260	1260	1260	1260	1260
10	2310	1930	1680	1680	1680	1680	1680
12	3550	2900	2400	2310	2310	2310	2310
14	4970	4790	3350	2900	2900	2900	2900
16	8980	5700	4290	3550	3550	3550	3550
18		10980	6240	4790	4290	4290	4290
20			7340	6240	5700	5470	4970
22			10980	7680	7680	7680	6240
24				9480	7680	7680	7680
Spenn	1500	1160					
	2440	1930	1500				
		3070	2440	1930	1930	1930	
				3070	2440	2440	2440
	6240					3070	3070
	11190	7680					
			9480				
Spenn	Bk T8, vipp1	Bk T8, vipp4/5	Bk T8, vipp1/2	Bk T8, vipp1/3	Bk T8, vipp1/4	Bk T8, vipp1/5	Bk T8, vipp0
2	220	220	220	220	220	220	220
4	713	570	557	515	515	515	515
6	1010	1010	938	938	938	938	938
8	1680	1680	1500	1500	1500	1500	1500
10	2900	2900	2310	2310	2310	2310	2310
12	4790	3550	2900	2900	2900	2900	2900
14	6480	4970	4290	3550	3550	3550	3550
16	10980	8980	5470	4790	4290	4290	4290
18		12890	7680	6240	5470	4970	4970
20			8980	7680	6480	6480	6240
22			12890	9480	7680	7680	7680
24				11190	9480	9480	8980
Spenn	1500	1160					
	3070	2440					
			3070	2440	2440	2440	
					3070	3070	3070
	9480	6240					
		9480					
			11190				
Spenn	Bk 10, vipp1	Bk 10, vipp4/5	Bk 10, vipp1/2	Bk 10, vipp1/3	Bk 10, vipp1/4	Bk 10, vipp1/5	Bk 10, vipp0
2	324	311	311	311	311	311	311
4	904	736	736	736	736	736	736
6	1380	1380	1260	1260	1260	1260	1260
8	2310	1930	1680	1680	1680	1680	1680
10	3550	2900	2400	2310	2310	2310	2310
12	4290	3550	3550	2900	2900	2900	2900

14	7340	5700	4290	4290	3550	3550	3550
16		8980	6240	4970	4970	4970	4970
18			9480	7680	6480	6240	6240
20			12890	9480	7680	7680	7680
22				11190	9480	9480	9480
24					11190	10980	10980
	1930	1930					
		3070	1930	1930	1931		
			3070	2440	2440	2440	2440
						3070	3070
	6240	4150					
	9480	6240					
		11190					

Tabell 7: Motstandsmomentene i antall 1000 mm³ for brua i Figur 7.

Motstandsmoment 3 Bjelker							
Spenn	Bk 6, vipp1	Bk 6, vipp4/5	Bk 6, vipp1/2	Bk 6, vipp1/3	Bk 6, vipp1/4	Bk 6, vipp1/5	Bk 6, vipp0
2	194	194	155	155	155	155	155
4	557	429	429	389	389	389	389
6	736	736	713	713	675	675	675
8	1260	1260	1150	1150	1010	1010	1010
10	1930	1680	1680	1500	1500	1500	1500
12	3550	2900	2310	1930	1930	1930	1930
14	4290	4150	2900	2900	2900	2900	2900
16	7340	4970	4150	3550	3550	2900	2900
18	12890	8980	5470	4290	4290	4290	4290
20			6480	5700	4970	4970	4970
22			10980	6480	6240	6240	5700
24				8980	7680	7680	6480
	1160	904					
	2440	1930	1500				
		3070	1930				
			3070	2440			
	5470			3070	3070	3070	
	9480	6240				3070	3070
		11190					
			7680	6240			
			11190	7680			
				9480			
Spenn	Bk 8, vipp1	Bk 8, vipp4/5	Bk 8, vipp1/2	Bk 8, vipp1/3	Bk 8, vipp1/4	Bk 8, vipp1/5	Bk 8, vipp0
2	252	220	220	220	220	220	220
4	713	570	557	515	515	515	515
6	1010	938	938	938	938	938	938
8	1480	1380	1380	1380	1260	1260	1260
10	2310	2310	1930	1680	1680	1680	1680
12	4150	3550	2900	2400	2400	2400	2400
14	4970	4790	3550	2900	2900	2900	2900
16	8980	6480	4790	4290	3550	3550	3550

18		10980	6240	4970	4790	4290	4290
20			7340	6240	5700	5470	5470
22			12890	7680	7680	7680	6480
24				9480	9480	7680	7680
	1500	1160					
	2440	1930	1500	1500	1500	1500	
			2440	1930	1930	1930	1930
				3070	2440	2440	2440
	6240						3070
	11190	7680					
			9480				
Spenn	Bk T8, vipp1	Bk T8, vipp4/5	Bk T8, vipp1/2	Bk T8, vipp1/3	Bk T8, vipp1/4	Bk T8, vipp1/5	Bk T8, vipp0
2	252	220	220	220	220	220	220
4	570	570	570	570	570	570	570
6	1010	1010	938	938	938	938	938
8	1680	1680	1680	1500	1500	1500	1500
10	2900	2900	2310	2310	2310	2310	2310
12	5470	4150	3550	2900	2900	2900	2900
14	7340	6240	4290	3550	3550	3550	3550
16	12890	8980	4970	4970	4790	4290	4290
18		12890	7680	6240	6240	5470	5470
20			11190	7680	6480	6480	6480
22				9480	8980	7680	7680
24				10980	10980	9480	9480
	1500	1160					
	3070	2440	1930				
			3070	2440	2440	2440	2440
					3070	3070	3070
	9480						
		11190					
Spenn	Bk 10, vipp1	Bk 10, vipp4/5	Bk 10, vipp1/2	Bk 10, vipp1/3	Bk 10, vipp1/4	Bk 10, vipp1/5	Bk 10, vipp0
2	324	324	311	311	311	311	311
4	736	736	736	736	736	736	736
6	1380	1380	1380	1380	1380	1380	1380
8	2310	2310	1930	1930	1930	1930	1930
10	3550	2900	2900	2400	2400	2400	2400
12	5470	4290	3550	3550	2900	2900	2900
14	7340	5700	4790	4290	4290	4290	4290
16		10980	6240	5470	4970	4970	4970
18			9480	7680	7680	7680	6480
20			12890	9480	8980	7680	7680
22				11190	10980	9480	9480
24					12890	12890	10980
	1930	1500	1500	1500	1500	1500	
		3070	1930	1930	1930	1930	
			3 070	2440	2440	2440	2440
					3070	3070	3070
	9480	7680					

Tabell 8: Motstandsmomentene i antall 1000 mm³ for brua i Figur 8.

Motstandsmoment 3 Bjelker							
Spenn	Bk 6, vipp1	Bk 6, vipp4/5	Bk 6, vipp1/2	Bk 6, vipp1/3	Bk 6, vipp1/4	Bk 6, vipp1/5	Bk 6, vipp0
2	194	155	155	155	155	155	155
4	557	429	429	389	389	389	389
6	736	736	713	713	675	675	675
8	1380	1260	1150	1150	1150	1150	1150
10	2310	1890	1680	1680	1680	1680	1680
12	3550	2900	2310	2310	2310	2310	2310
14	4290	4150	2900	2900	2900	2900	2900
16	7340	6480	4290	3550	3550	3550	3550
18		8980	4970	4790	4290	4290	4290
20			7340	5700	5470	4970	4970
22			10980	7680	6480	6240	5700
24				9480	7680	7680	6480
	1160	904					
	2440	1930	1500				
		3070	2440	1930	1930	1930	
			3070	2440	2440	2440	
	5470			3070	3070	3070	
	9480	7680					
		11190	6240				
			9480				
Spenn	Bk 8, vipp1	Bk 8, vipp4/5	Bk 8, vipp1/2	Bk 8, vipp1/3	Bk 8, vipp1/4	Bk 8, vipp1/5	Bk 8, vipp0
2	252	220	220	220	220	220	220
4	713	557	557	515	515	515	515
6	1010	938	938	938	938	938	938
8	1480	1480	1380	1380	1380	1380	1380
10	2900	2310	1930	1930	1930	1930	1930
12	4150	3550	2900	2900	2400	2400	2400
14	5700	5470	3550	3550	3550	2900	2900
16	10980	6480	4790	4290	4290	3550	3550
18		10980	5700	4970	4970	4790	4790
20			8980	6480	6240	5700	5700
22			12890	9480	7680	7680	6480
24				11190	9480	8980	7680
	1500	1160					
	2440	2440	1500	1500	1500	1500	
			2440	2440	2440	1930	
				3070	2440	2440	2440
	7680					3070	3070
		9480					
			7680				
			9480				

Spenn	Bk T8, vipp1	Bk T8, vipp4/5	Bk T8, vipp1/2	Bk T8, vipp1/3	Bk T8, vipp1/4	Bk T8, vipp1/5	Bk T8, vipp0
2	252	220	220	220	220	220	220
4	713	570	570	570	570	570	570
6	1010	1010	938	938	938	938	938
8	1890	1680	1680	1680	1680	1680	1680
10	3550	2900	2400	2310	2310	2310	2310
12	5470	4290	3550	2900	2900	2900	2900
14	7340	5700	4790	4290	4290	4150	3550
16	12890	8980	6240	4970	4970	4790	4790
18			7340	7680	6240	6240	5700
20			10980	7680	7680	7680	6480
22				10980	9480	8980	7680
24				12890	11190	9480	9480
	1500	1160					
	3070	2440	1930	1930	1930	1930	
			3070	2440	2440	2440	2440
							3070
	9480	7680					
		11190					
			9480				
	Bk 10, vipp1	Bk 10, vipp4/5	Bk 10, vipp1/2	Bk 10, vipp1/3	Bk 10, vipp1/4	Bk 10, vipp1/5	Bk 10, vipp0
2	324	324	311	311	311	311	311
4	904	736	736	736	736	736	736
6	1380	1380	1260	1260	1260	1260	1260
8	2310	1930	1930	1890	1680	1680	1680
10	3550	2900	2900	2400	2400	2400	2400
12	4970	4790	3550	3550	3550	3550	3550
14	8980	6480	4790	4290	4290	4290	4290
16		10980	7680	5700	5470	5470	5470
18			8980	7680	7680	7680	6480
20			12890	9480	9480	8980	7680
22				12890	11190	10980	9480
24					12890	12890	11190
	1930	1500	1500	1500	1500	1500	
		3070	2440	1930	1930	1930	1930
			3070	3070	3070	3070	2440
	6440						
	11190	7680					
			11190				

Tabell 9: Motstandsmomentene i antall 1000 mm³ for brua i Figur 9.

Motstandsmoment 3 Bjelker							
Spenn	Bk 6, vipp1	Bk 6, vipp4/5	Bk 6, vipp1/2	Bk 6, vipp1/3	Bk 6, vipp1/4	Bk 6, vipp1/5	Bk 6, vipp0
2	216	216	155	155	155	155	155
4	557	429	429	429	429	429	429

6	836	736	736	736	736	736	736
8	1260	1260	1160	1160	1010	1010	1010
10	1890	1680	1680	1500	1500	1500	1500
12	3550	2900	2310	1930	1930	1930	1930
14	4290	4150	2900	2900	2900	2400	2400
16	6480	4970	3550	3550	2900	2900	2900
18	12890	8980	5470	4290	4290	4290	3550
20			6480	4970	4970	4970	4970
22			10980	6480	5700	5700	5700
24				8980	7340	6480	6480
Spenn	1160	904					
	2440	1930					
		3070	1930				
			3070	2440	2440	2440	
	5470			3070	3070	2440	2440
	9480	6240					3070
		11190					
			7680	6240			
			11190	7680	7680	6240	
				9480	7680	7680	
	Bk 8, vipp1	Bk 8, vipp4/5	Bk 8, vipp1/2	Bk 8, vipp1/3	Bk 8, vipp1/4	Bk 8, vipp1/5	Bk 8, vipp0
	252	252	220	220	220	220	220
	713	570	570	570	570	570	570
	1010	1010	938	938	938	938	938
	1680	1480	1380	1380	1380	1380	1380
2	2310	2310	1930	1680	1680	1680	1680
4	4150	3550	2900	2310	2310	2310	2310
6	4970	4790	3550	2900	2900	2900	2900
8	8980	6480	4790	4150	3550	3550	3550
10		10980	6240	4970	4290	4290	4290
12			7340	6240	5700	5470	4970
14			10980	7680	7680	7680	6240
16				9480	8980	7680	7680
Spenn	1500	1160					
	3070	2440	1930	1500	1500	1500	
			2440	1930	1930	1930	1930
				2440	2440	2440	2440
	6240				3070	3070	3070
	11190	7680					
			9480				
	Bk T8, vipp1	Bk T8, vipp4/5	Bk T8, vipp1/2	Bk T8, vipp1/3	Bk T8, vipp1/4	Bk T8, vipp1/5	Bk T8, vipp0
	252	252	220	220	220	220	220
	713	570	570	570	570	570	570
	1150	1150	1010	1010	1010	1010	1010
	1680	1680	1480	1480	1480	1480	1480
	2900	2900	2310	2310	2310	2310	2310
	4790	4150	2900	2900	2900	2900	2900
	7340	4970	4290	3550	3550	3550	3550
	12890	8980	6240	4790	4290	4290	4290

18		12890	7680	6240	5470	5470	4970
20			11190	7680	7680	7680	6240
22				9480	8980	7680	7680
24				10980	9480	9480	9480
	1500	1500	1160				
	3070	2440	1930				
			3070	2440	2440	2440	
					3070	3070	3070
	9480	6240					
		9480					
Spenn	Bk 10, vipp1	Bk 10, vipp4/5	Bk 10, vipp1/2	Bk 10, vipp1/3	Bk 10, vipp1/4	Bk 10, vipp1/5	Bk 10, vipp0
2	324	324	324	324	324	324	324
4	904	904	736	736	736	736	736
6	1480	1380	1380	1380	1380	1380	1380
8	2310	2310	1930	1930	1930	1930	1930
10	3550	3550	2900	2900	2900	2900	2900
12	6240	4790	3550	3550	3550	3550	3550
14	8980	5700	4790	4290	4290	4290	4290
16		10980	7680	5470	4970	4970	4970
18			9480	7680	6480	6480	6240
20			12890	9480	7680	7680	7680
22				11190	9480	9480	9480
24					12890	12890	10980
	1930	1930	1500	1500			
		3070	2440	2440	2440		
				3070	3070		
	9480	7680					
		11190					

Tabell 10: Motstandsmomentene i antall 1000 mm³ for brua i Figur 10.

Motstandsmoment 3 Bjelker							
Spenn	Bk 6, vipp1	Bk 6, vipp4/5	Bk 6, vipp1/2	Bk 6, vipp1/3	Bk 6, vipp1/4	Bk 6, vipp1/5	Bk 6, vipp0
2	220	216	216	216	216	216	216
4	557	429	429	429	429	429	429
6	836	836	736	736	736	736	736
8	1380	1260	1160	1160	1160	1160	1160
10	2310	1930	1680	1680	1680	1680	1680
12	3550	2900	2310	2310	2310	2310	2310
14	4970	4150	3550	2900	2900	2900	2900
16	7340	5700	4290	3550	3550	3550	3550
18		10980	6240	4790	4290	4290	4290
20			7340	6240	5470	5470	4970
22			10980	7680	6480	6480	6240
24				9480	7680	7680	7680
	1160	904					
	2440	1930					
		3070	2440	1930	1930	1930	
			3070	2440	2440	2440	

	6240 9480	7680 11190	9480	3070	3070	3070	
Spenn	Bk 8, vipp1	Bk 8, vipp4/5	Bk 8, vipp1/2	Bk 8, vipp1/3	Bk 8, vipp1/4	Bk 8, vipp1/5	Bk 8, vipp0
2	252	252	252	252	252	252	252
4	713	570	570	570	570	570	570
6	1150	1010	1010	1010	1010	1010	1010
8	1680	1680	1480	1480	1480	1480	1480
10	2900	2310	1930	1930	1930	1930	1930
12	4150	3550	2900	2900	2900	2900	2900
14	5700	4290	3550	3550	3550	3550	3550
16	10980	7340	4970	4290	4290	4290	4290
18		10980	5700	5470	4970	4970	4790
20			8980	7680	6240	5700	5700
22			12890	9480	7680	7680	6480
24				11190	9480	8980	7680
	1500 3070	1160 2440	1160 1930 2440	2440 3070			
	7680	6480 9480	7680 9480				
Spenn	Bk T8, vipp1	Bk T8, vipp4/5	Bk T8, vipp1/2	Bk T8, vipp1/3	Bk T8, vipp1/4	Bk T8, vipp1/5	Bk T8, vipp0
2	252	252	252	252	252	252	252
4	713	713	570	570	570	570	570
6	1260	1150	1010	1010	1010	1010	1010
8	1930	1680	1680	1680	1680	1680	1680
10	3550	2900	2400	2400	2400	2400	2400
12	5470	4290	3550	3550	2900	2900	2900
14	8980	5700	4790	4290	4290	4290	4290
16		8980	6240	4970	4970	4970	4970
18			9480	7680	6240	6240	5700
20			10980	7680	7680	7680	6480
22				11190	9480	8980	7680
24				12890	11190	10980	9480
	1500 3070	1500 2440	1160 1930 3070	1930 3070			
	9480	7680 11190					
Spenn	Bk 10, vipp1	Bk 10, vipp4/5	Bk 10, vipp1/2	Bk 10, vipp1/3	Bk 10, vipp1/4	Bk 10, vipp1/5	Bk 10, vipp0
2	324	324	324	324	324	324	324
4	938	904	836	836	836	836	836
6	1680	1480	1380	1380	1380	1380	1380
8	2400	2310	2310	2310	2310	2310	2310

10	4150	3550	2900	2900	2900	2900	2900
12	6240	4790	3550	3550	3550	3550	3550
14	8980	6480	4970	4290	4290	4290	4290
16		10980	6480	6240	6240	5470	5470
18			8980	7680	7680	7680	6480
20				9480	9480	9480	8980
22				12890	12890	10980	9480
24					12890	11190	11190
	2440	1930	1500	1500	1500	1500	
		3070	2440	2440	2440	2440	
			3070	3070	3070	3070	
	11190	7680					
			7680				
			11190				

5.3 Diagramnøkkel

Her følger diagramnøkkelen for å finne riktig diagram for den brua som skal klassifiseres.

DIAGRAMNØKKELE			
Kjørebredde	Antall bjelker	Vippingsforhold	Diagram nr
Opptil 3 m	2	Ikke avstivet	Diagram 1
		Lite avstivet	Diagram 2
		Avstivet på midten	Diagram 3
		Avstivet i 1/3 punktene	Diagram 4
		Avstivet i 1/4 punktene	Diagram 5
		Avstivet i 1/5 punktene	Diagram 6
		Helt avstivet	Diagram 7
3-4 m	3	Ikke avstivet	Diagram 8
		Lite avstivet	Diagram 9
		Avstivet på midten	Diagram 10
		Avstivet i 1/3 punktene	Diagram 11
		Avstivet i 1/4 punktene	Diagram 12
		Avstivet i 1/5 punktene	Diagram 13
		Helt avstivet	Diagram 14
	4	Ikke avstivet	Diagram 15
		Lite avstivet	Diagram 16
		Avstivet på midten	Diagram 17
		Avstivet i 1/3 punktene	Diagram 18
		Avstivet i 1/4 punktene	Diagram 19
		Avstivet i 1/5 punktene	Diagram 20
		Helt avstivet	Diagram 21
4-5 m	3	Ikke avstivet	Diagram 22
		Lite avstivet	Diagram 23
		Avstivet på midten	Diagram 24

		Avstivet i 1/3 punktene	Diagram 25
		Avstivet i 1/4 punktene	Diagram 26
		Avstivet i 1/5 punktene	Diagram 27
		Helt avstivet	Diagram 28
4		Ikke avstivet	Diagram 29
		Lite avstivet	Diagram 30
		Avstivet på midten	Diagram 31
		Avstivet i 1/3 punktene	Diagram 32
		Avstivet i 1/4 punktene	Diagram 33
		Avstivet i 1/5 punktene	Diagram 34
		Helt avstivet	Diagram 35

5.4 Diagrammer

Diagrammene er satt opp med tabellene over som utgangspunkt. For å finne riktig diagram må man bruke diagramnøkkelen.

I diagrammene står det indekser på noen av spennviddene. Her er forklaringen på disse:

1. Lengste spenn der Bk 6 kurven gjelder for IPE-bjelker.
2. Lengste spenn der Bk 8 kurven gjelder for IPE-bjelker.
3. Lengste spenn der Bk T8 kurven gjelder for IPE-bjelker.
4. Lengste spenn der Bk 10 kurven gjelder for IPE-bjelker.
5. Lengste spenn der Bk 6 kurven gjelder for HEA-bjelker.
6. Lengste spenn der Bk 8 kurven gjelder for HEA-bjelker.
7. Lengste spenn der Bk T8 kurven gjelder for HEA-bjelker.
8. Lengste spenn der Bk 10 kurven gjelder for HEA-bjelker.

Diagram 1

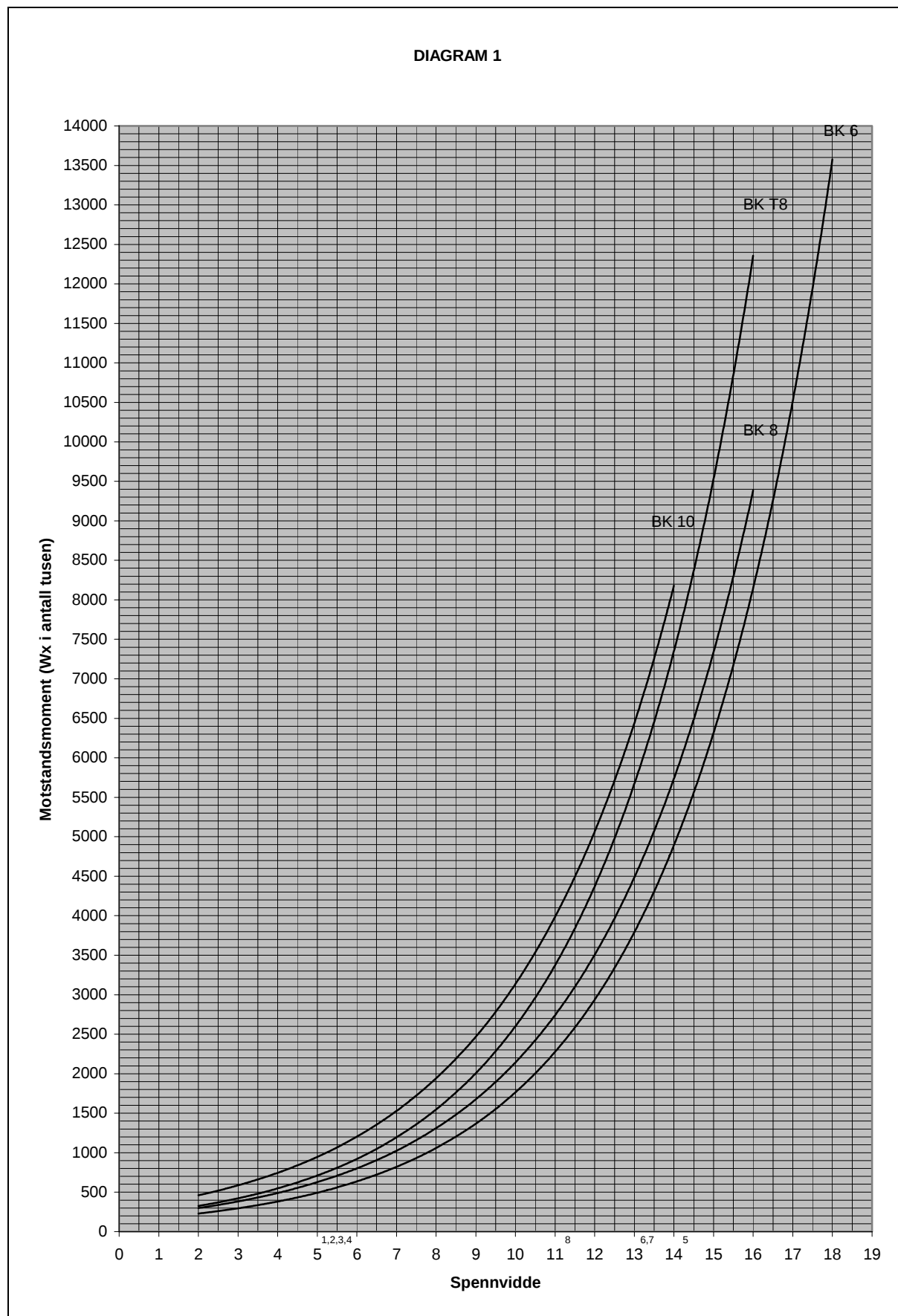


Diagram 2

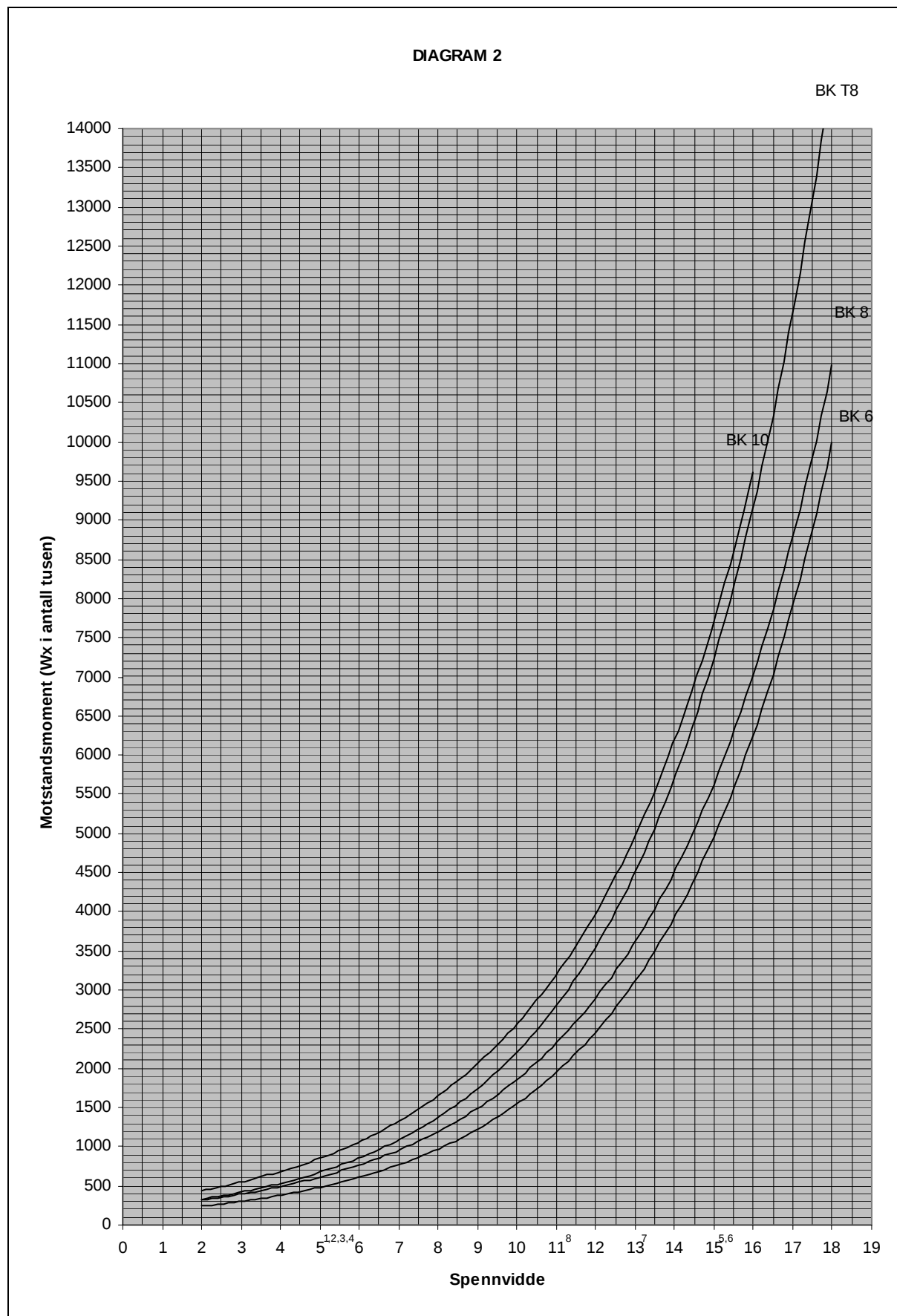


Diagram 3

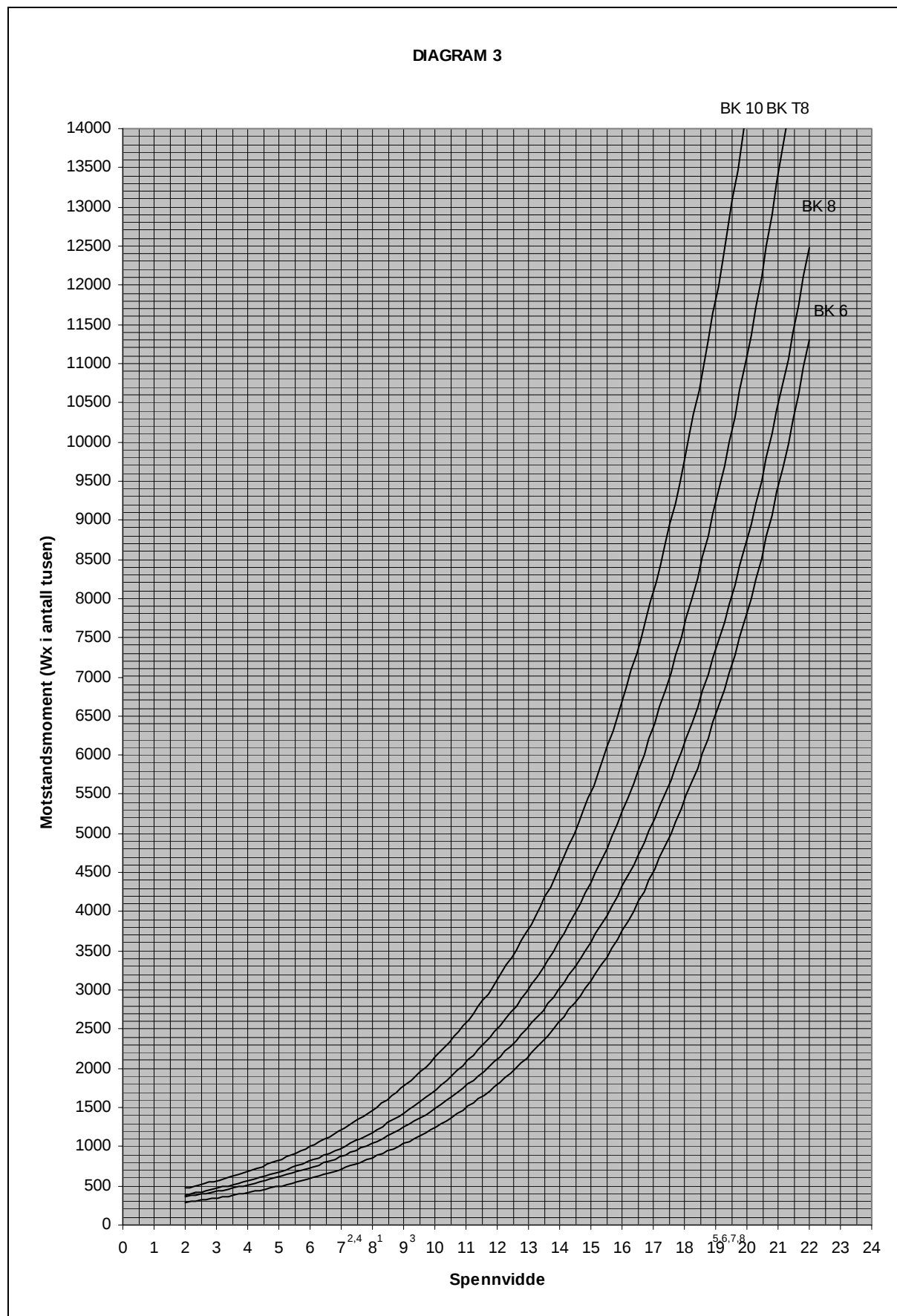


Diagram 4

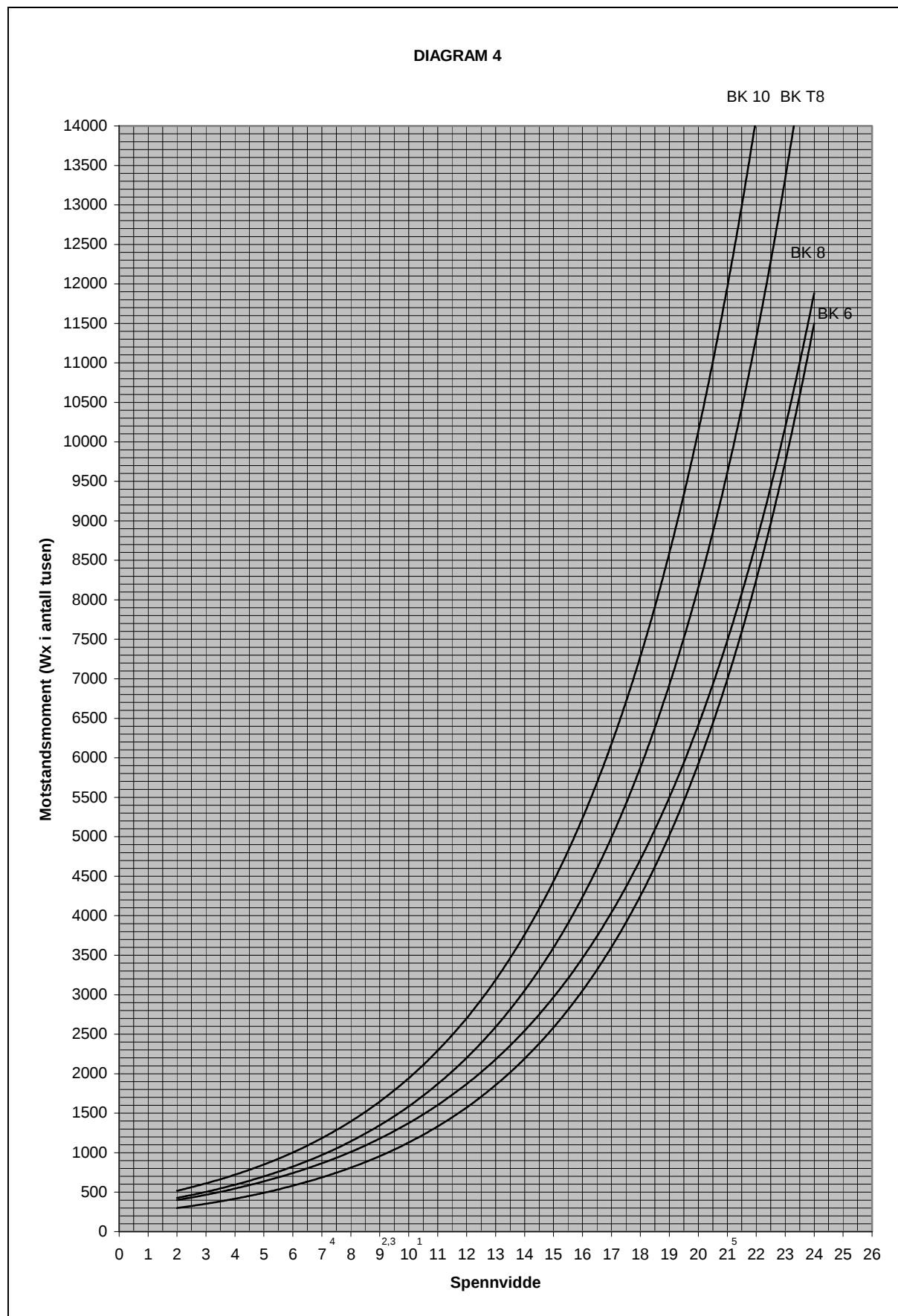


Diagram 5

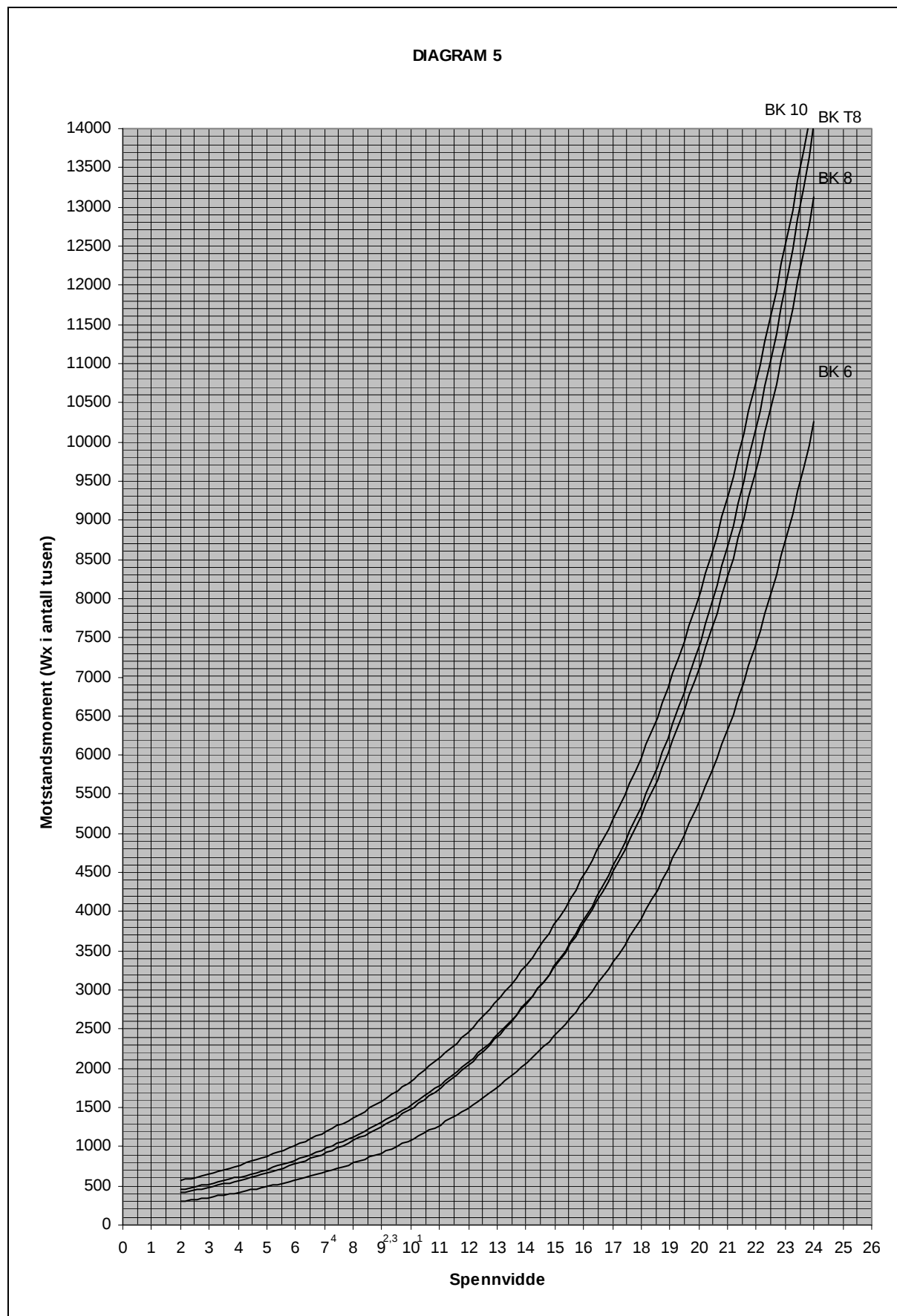


Diagram 6

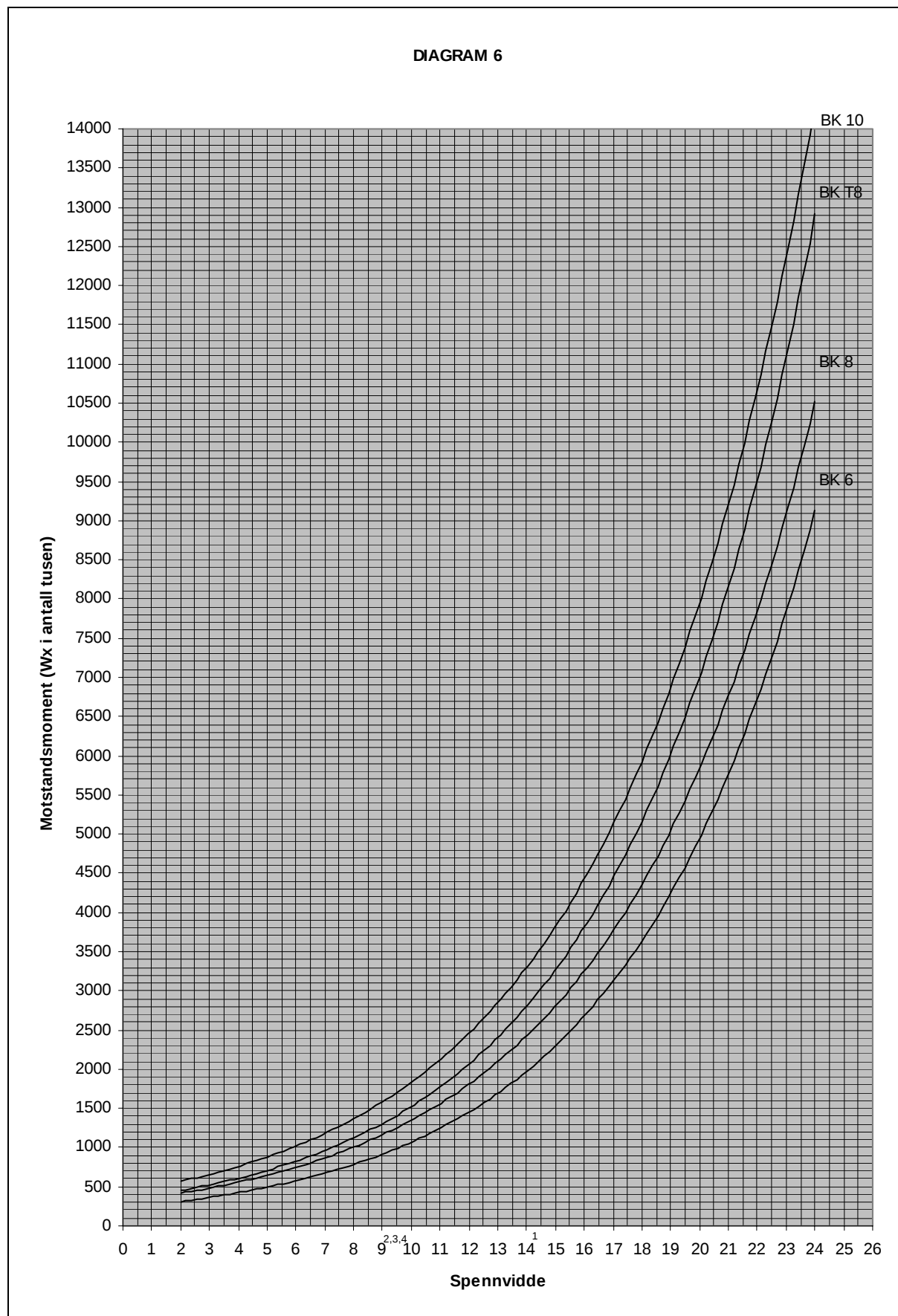


Diagram 7

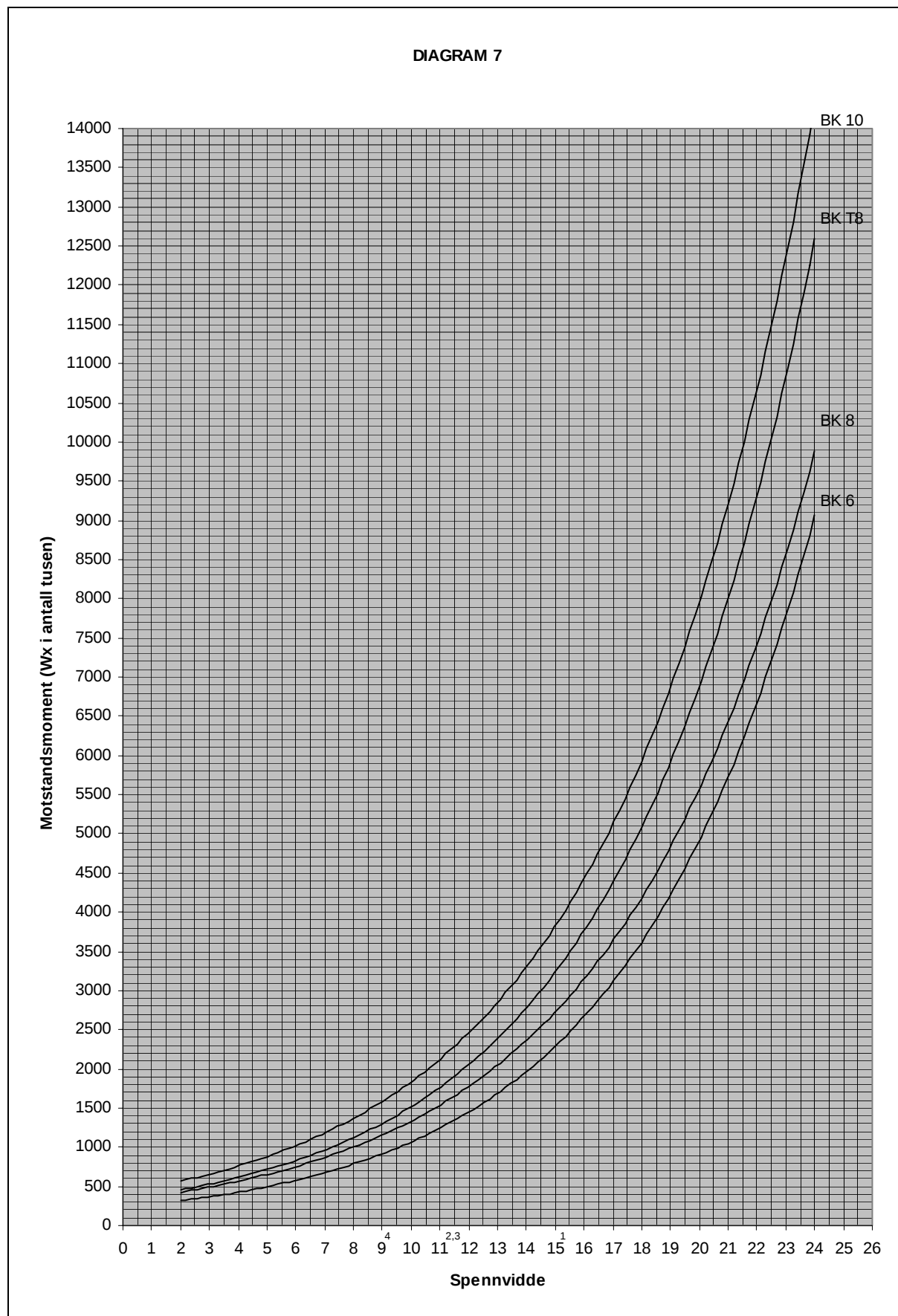


Diagram 8

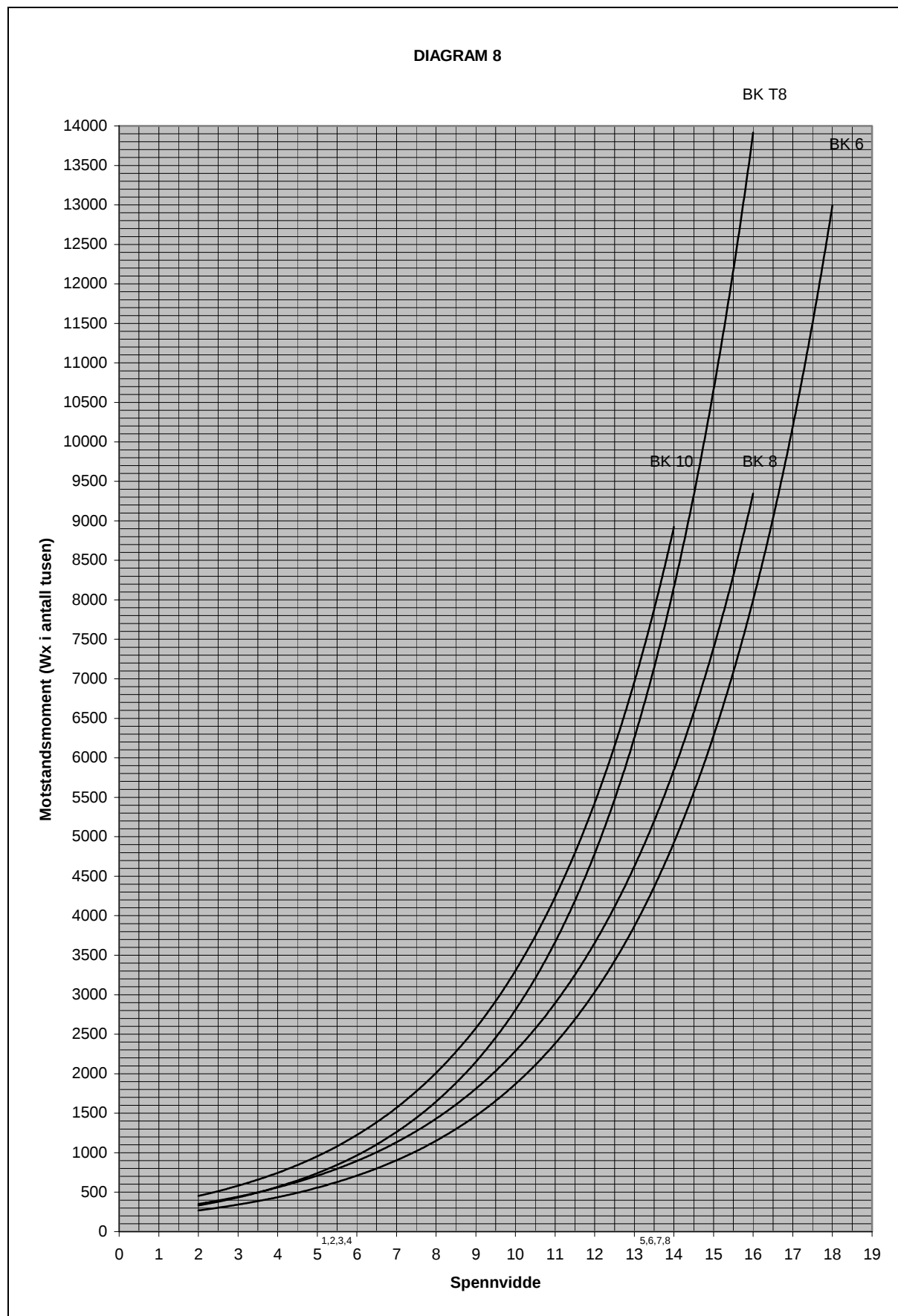


Diagram 9

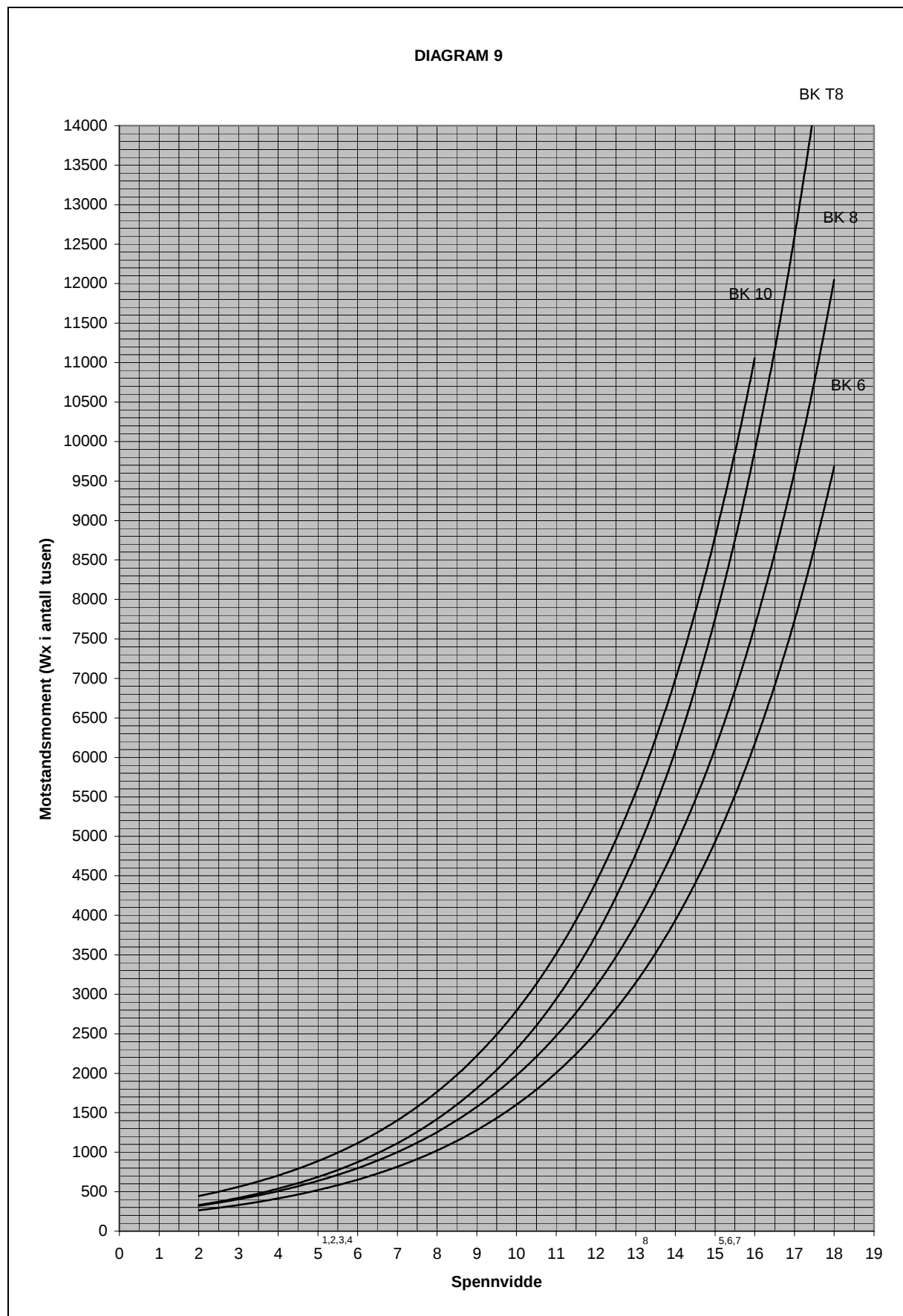


Diagram 10

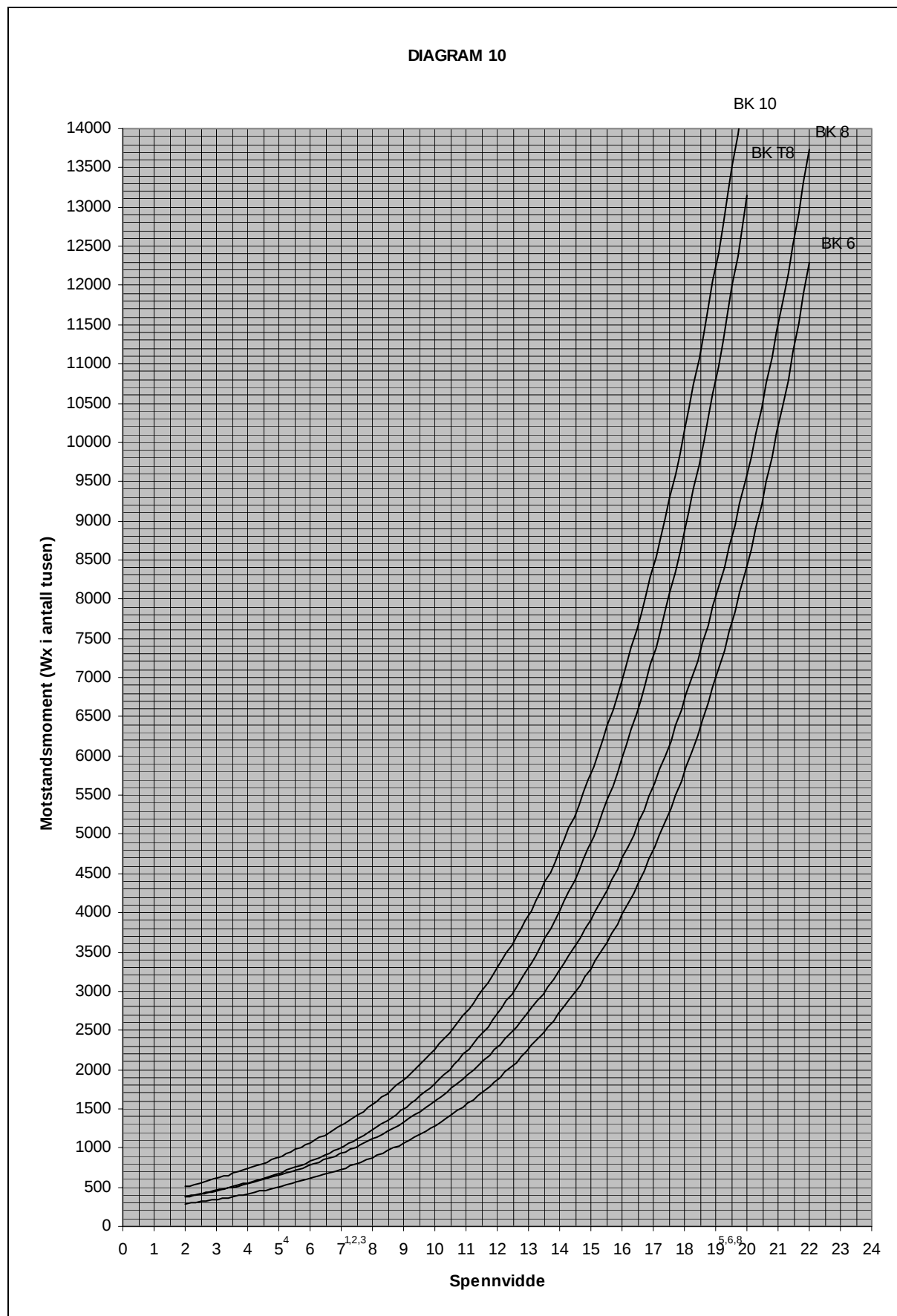


Diagram 11

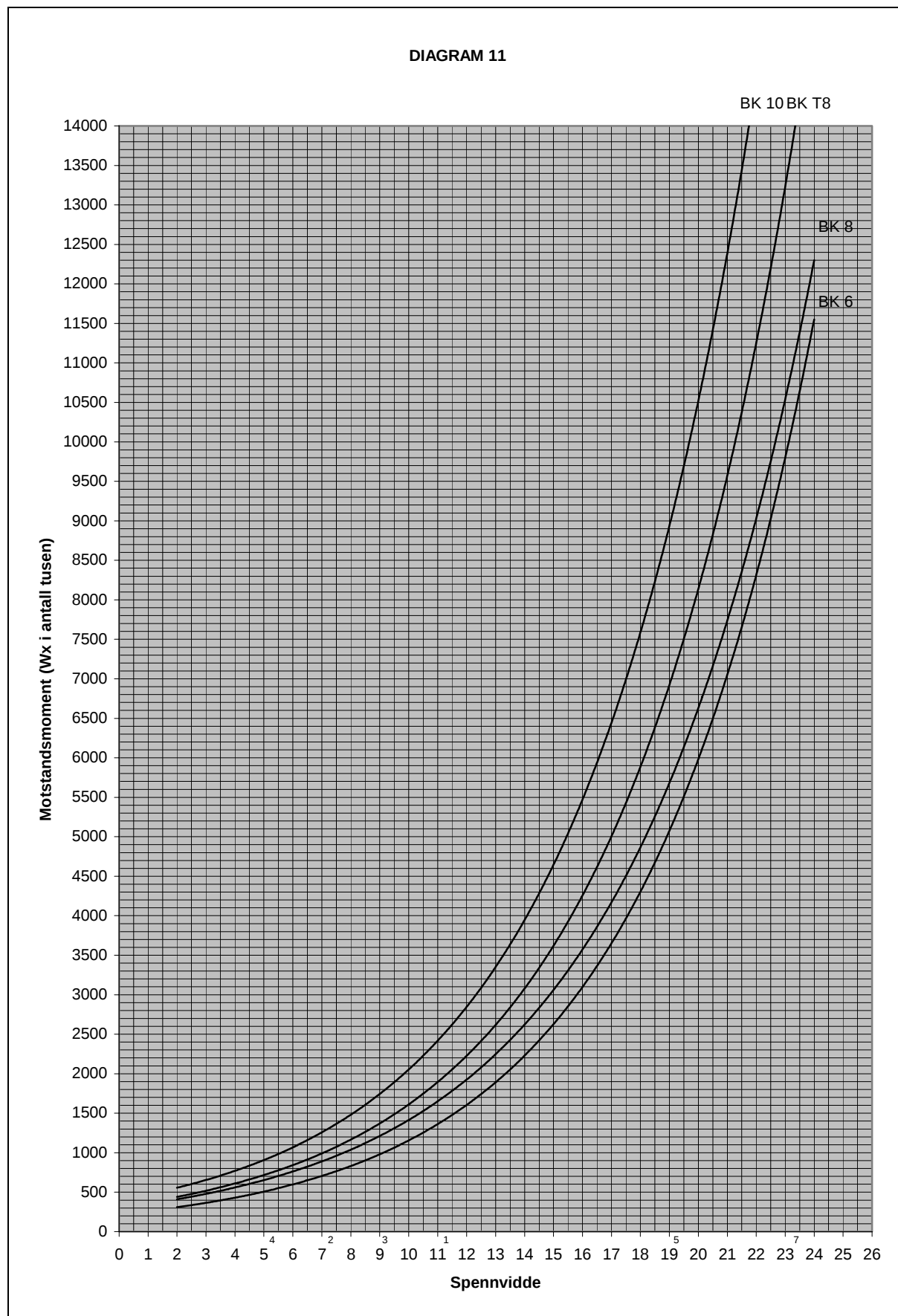


Diagram 12

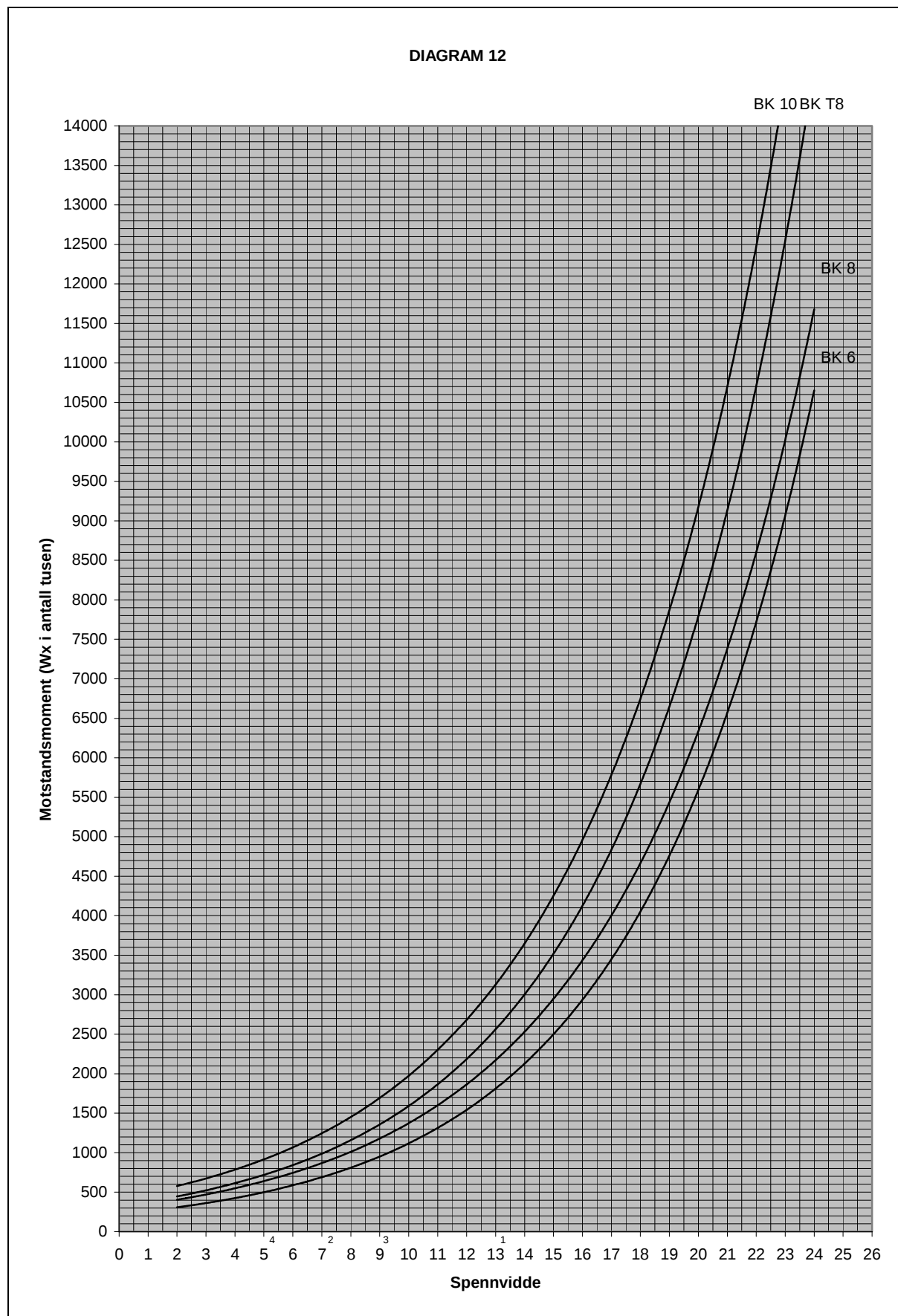


Diagram 13

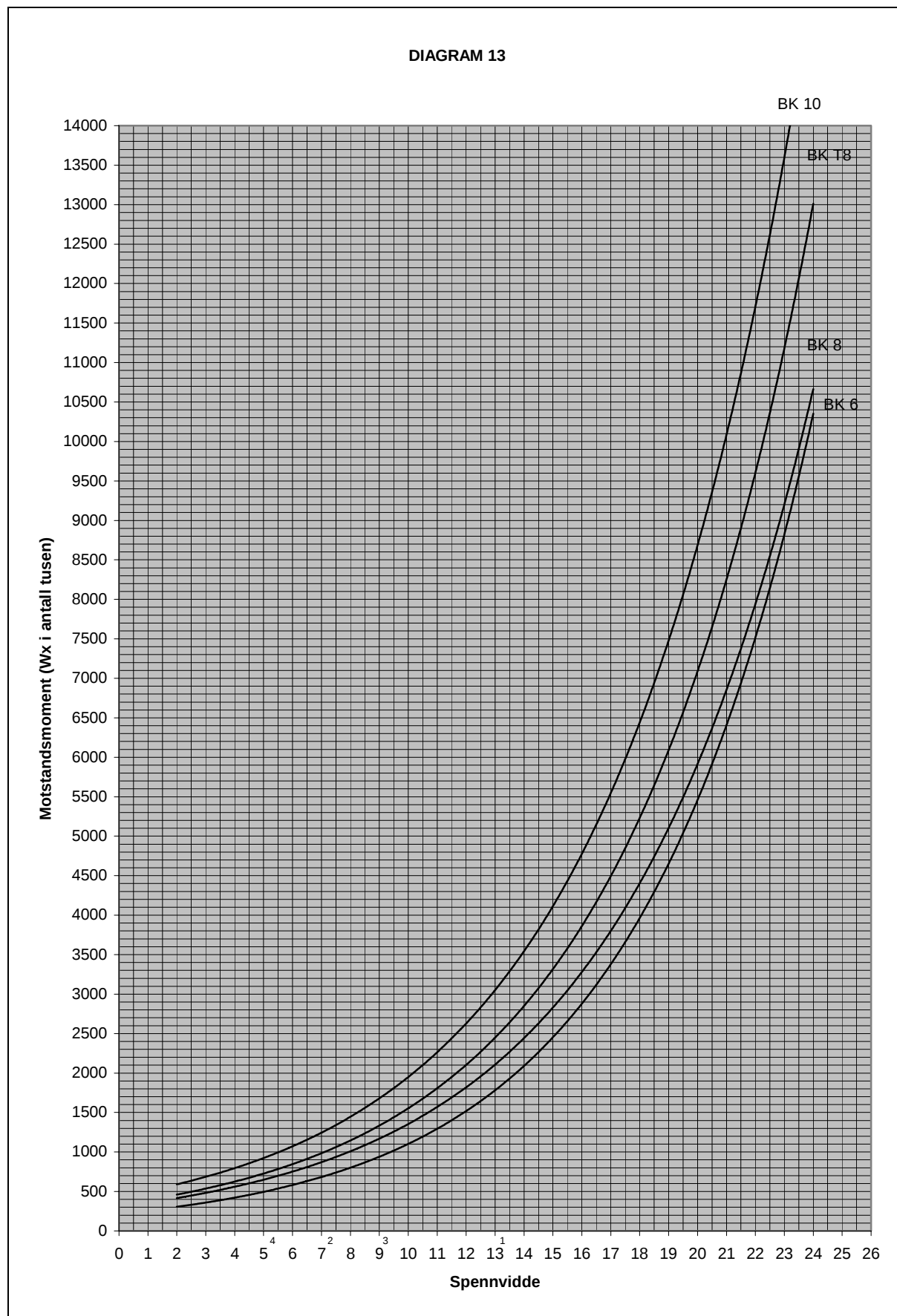


Diagram 14

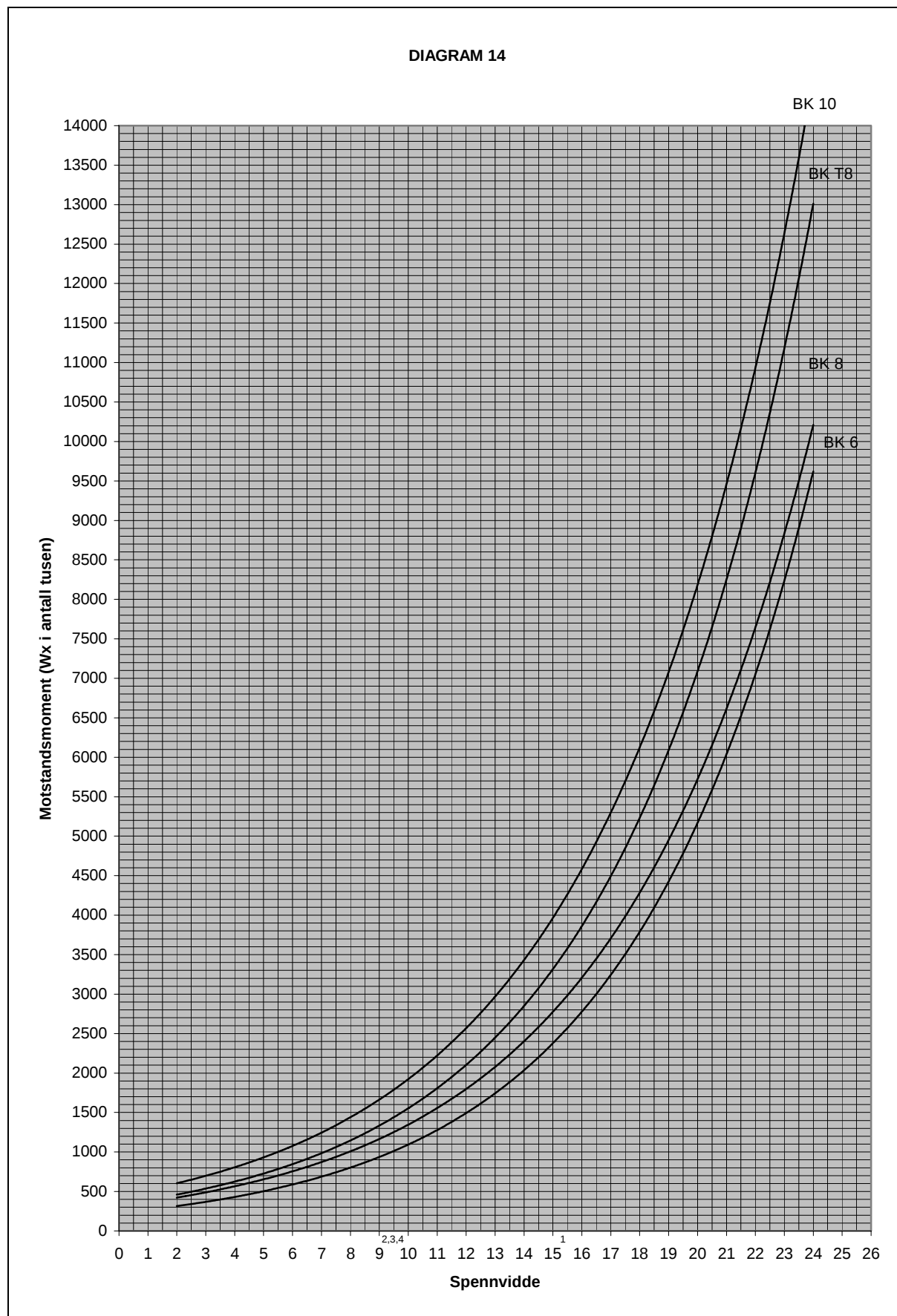


Diagram 15

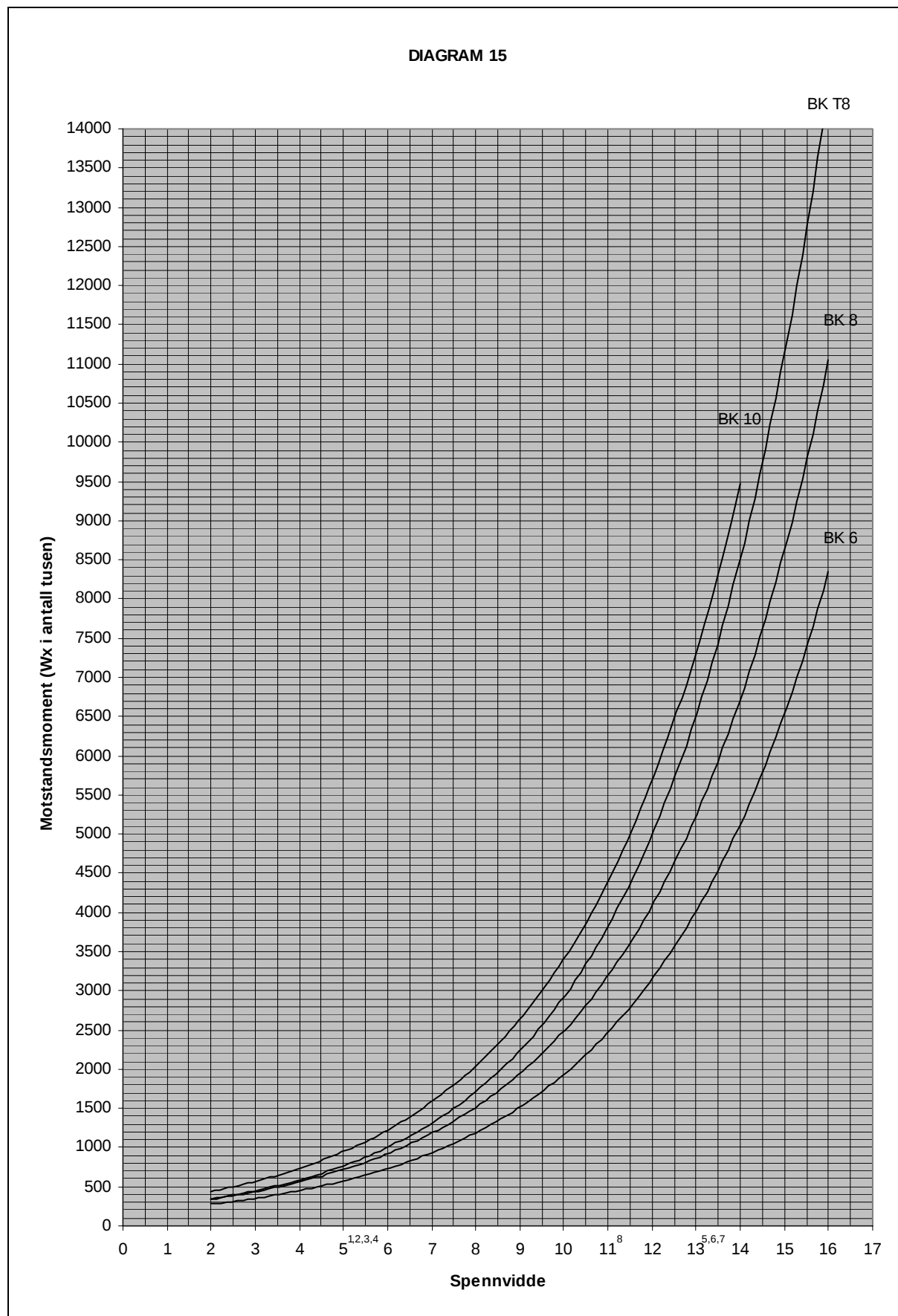


Diagram 16

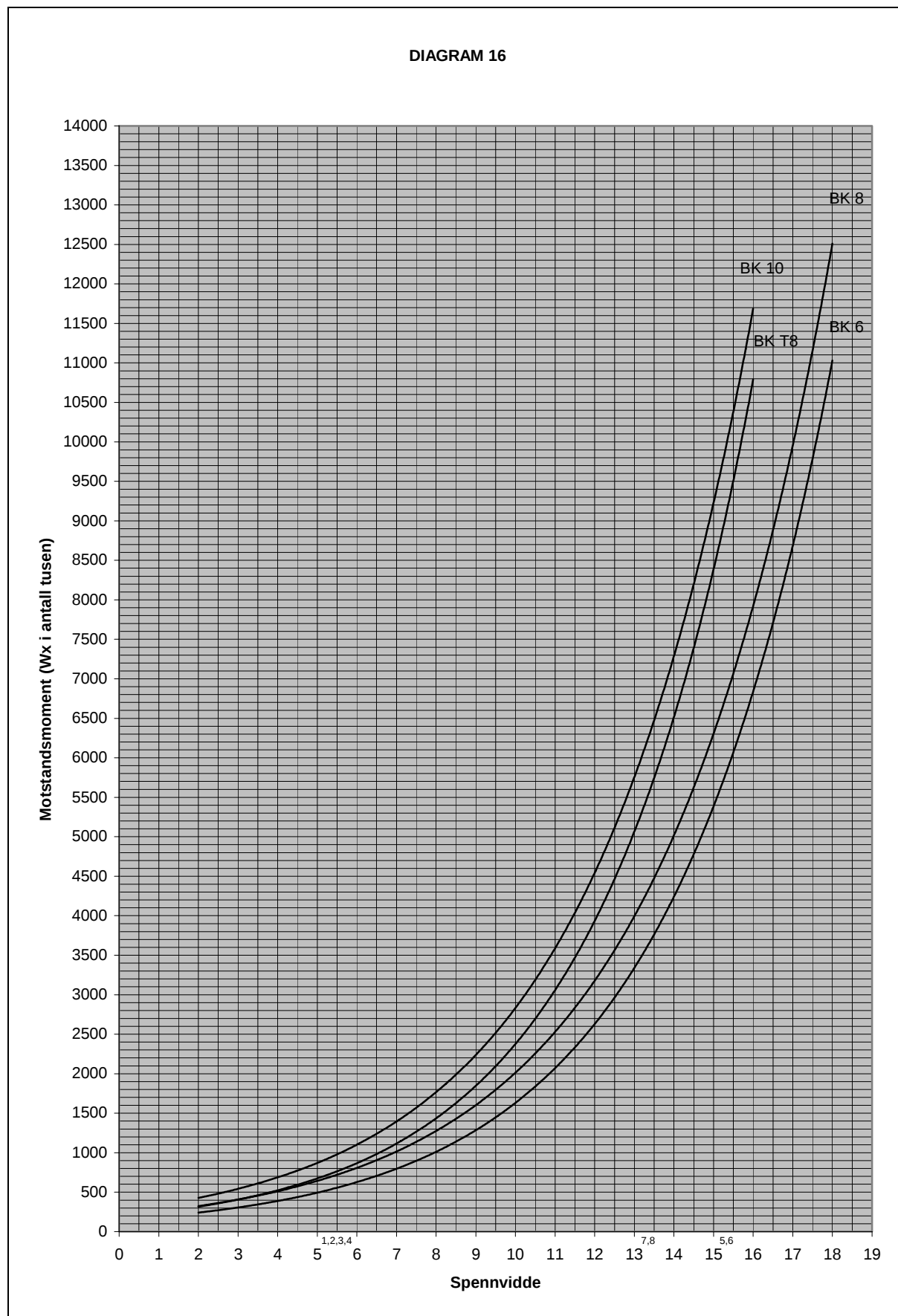


Diagram 17

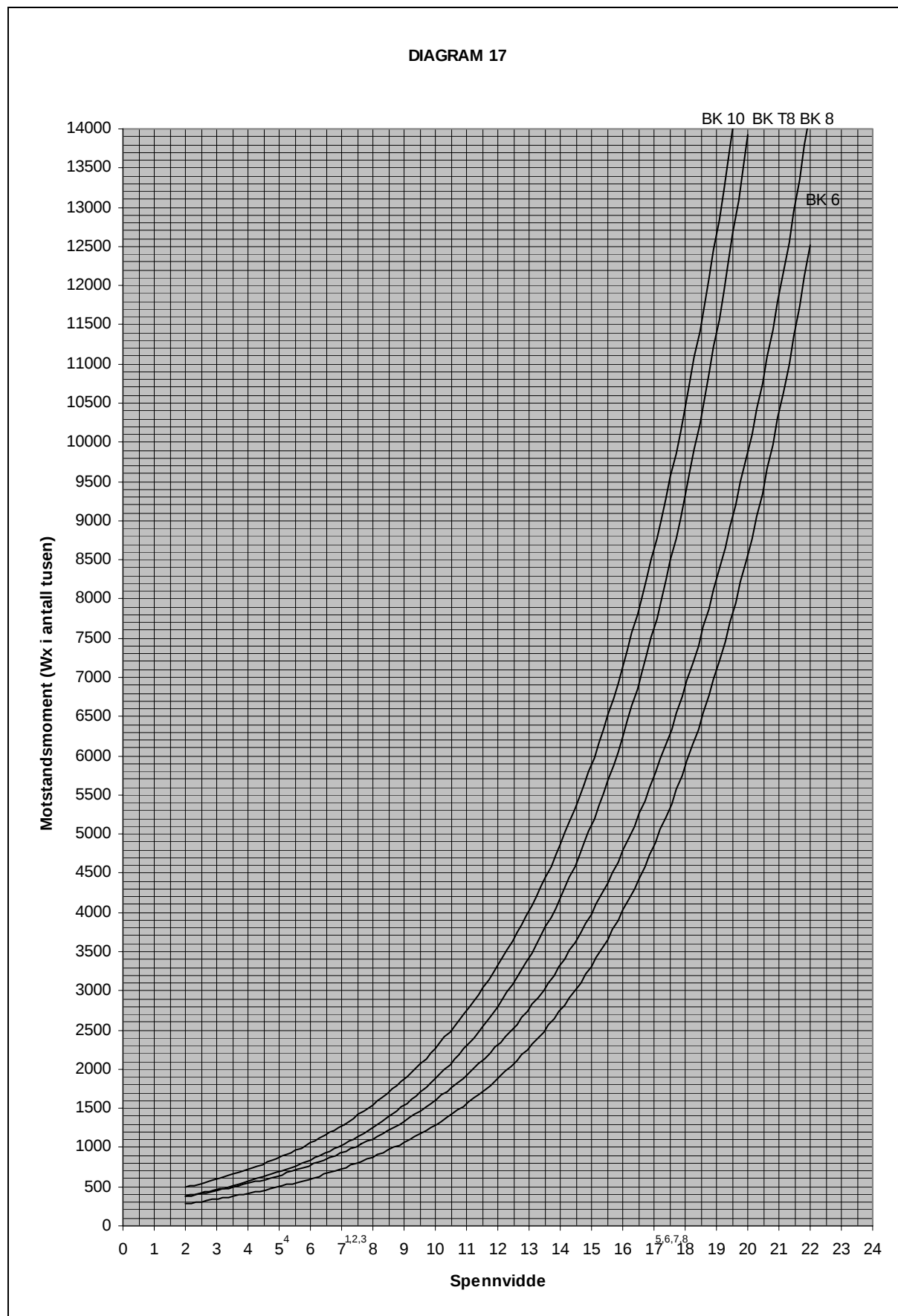


Diagram 18

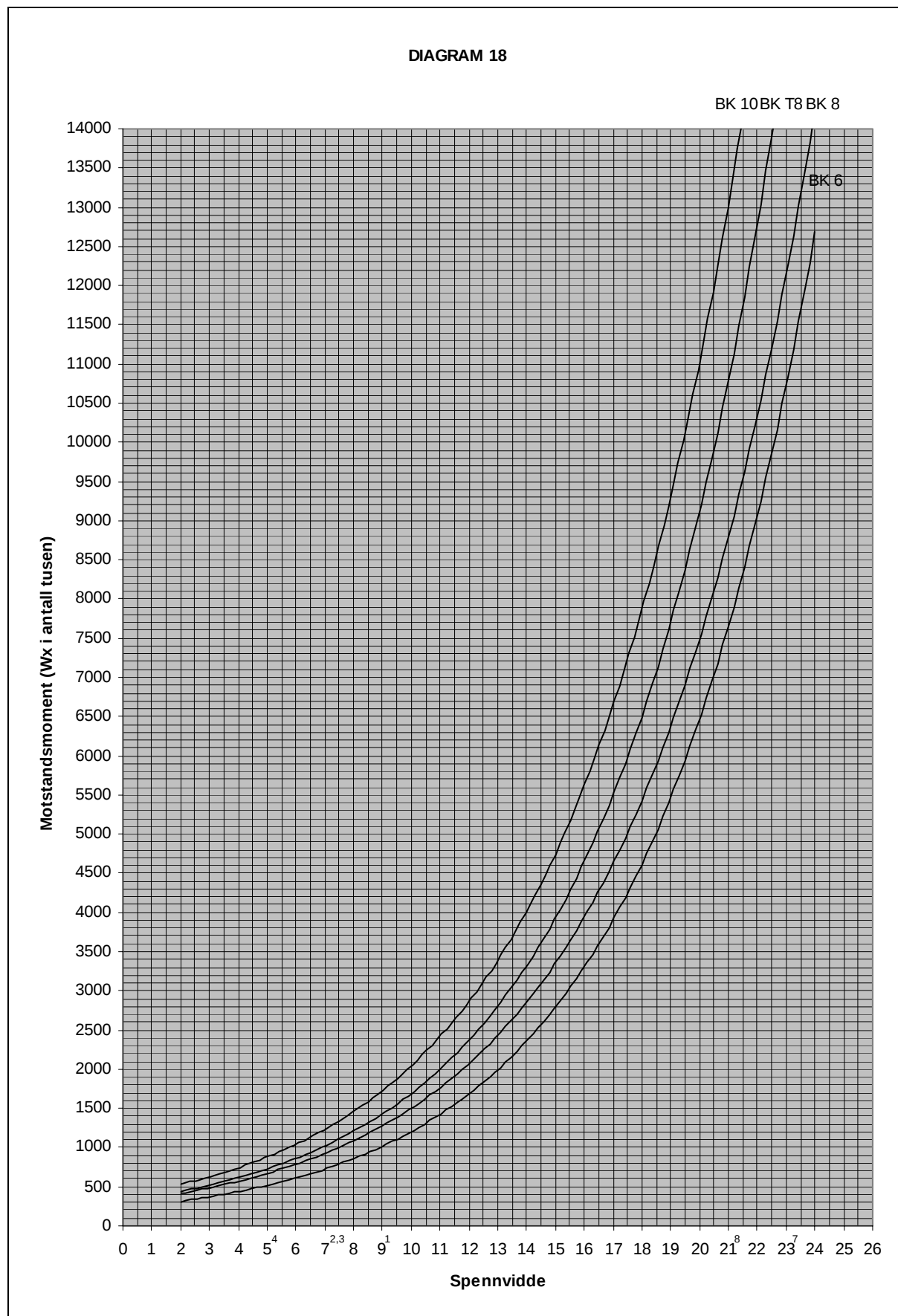


Diagram 19

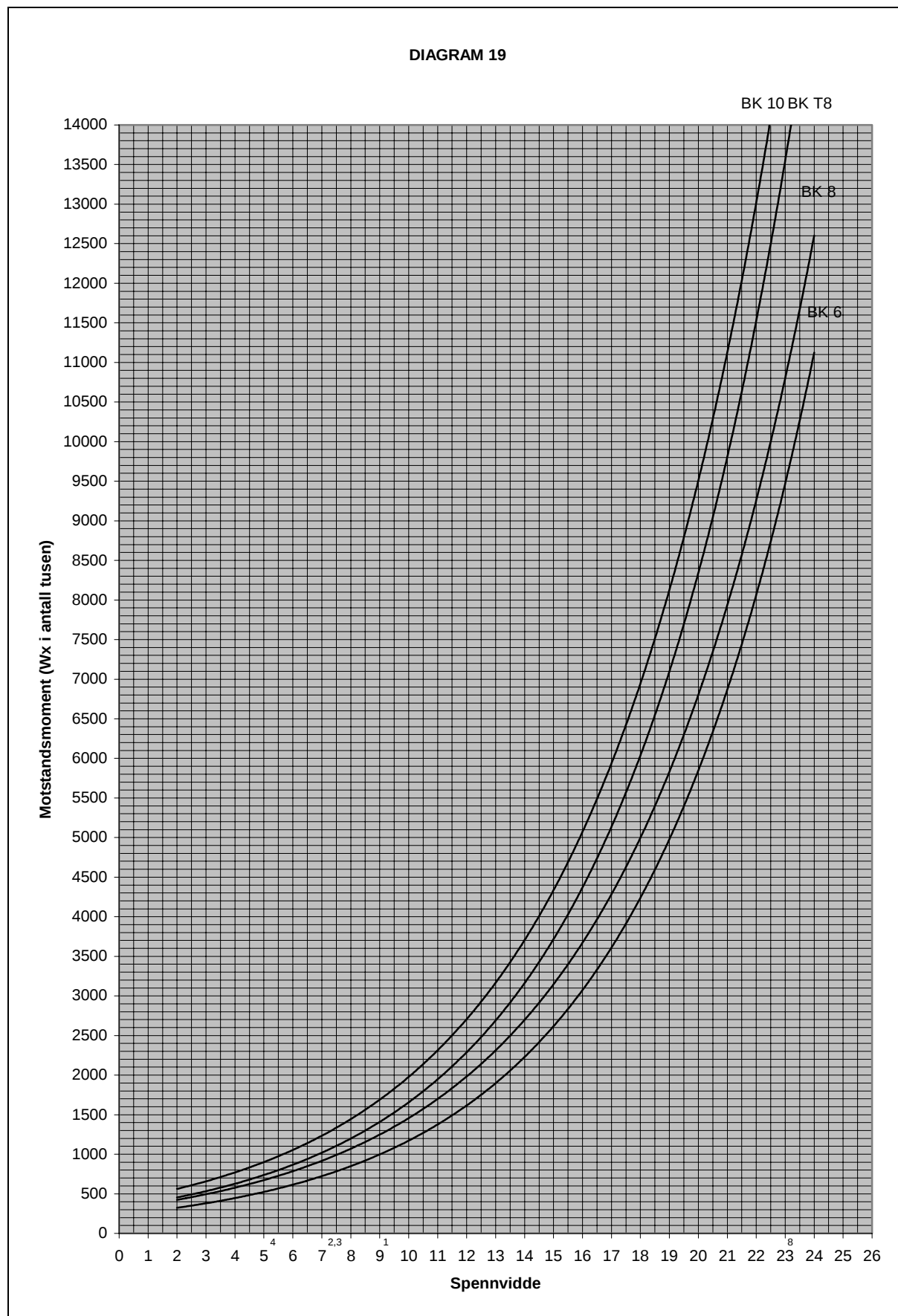


Diagram 20

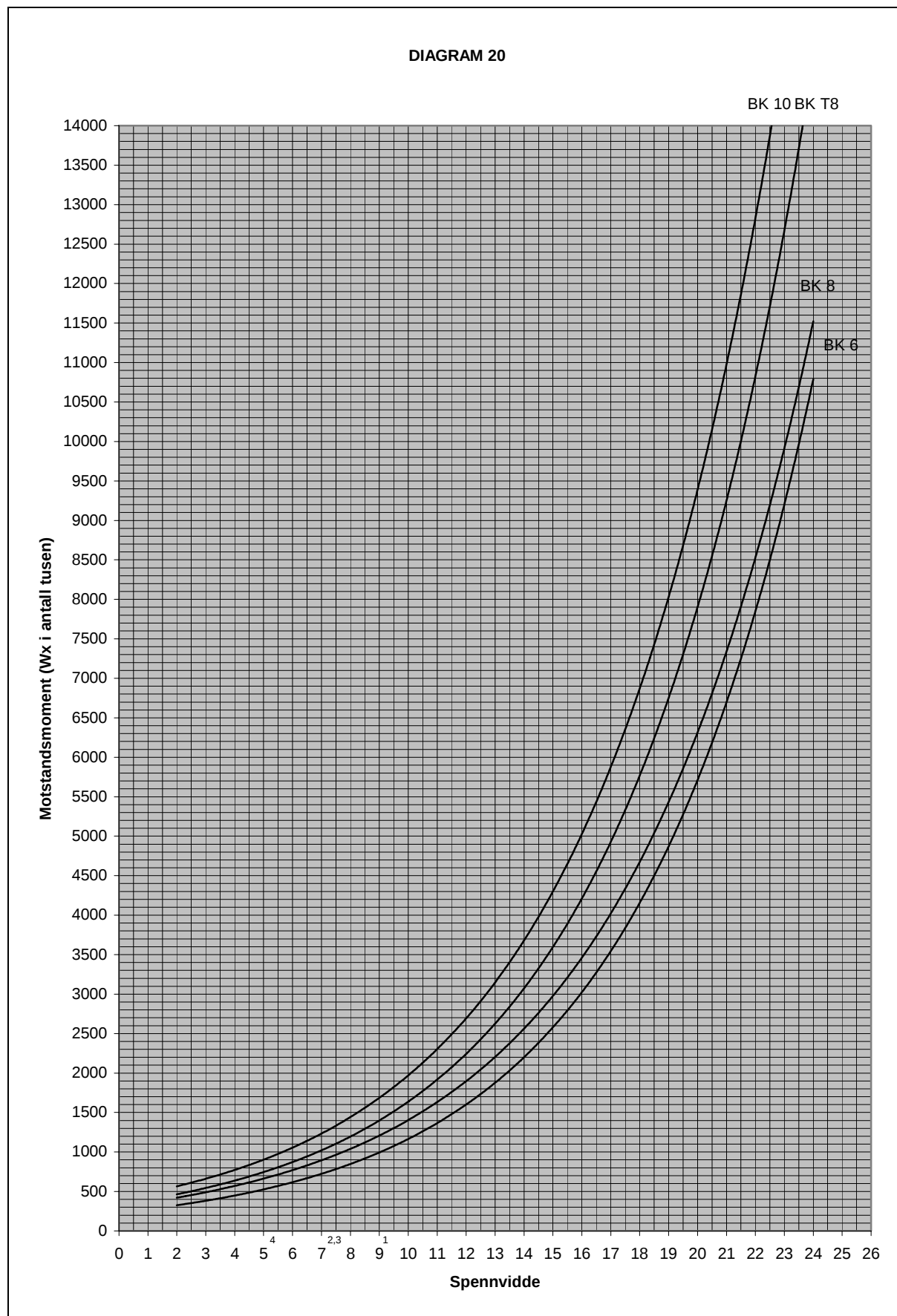


Diagram 21

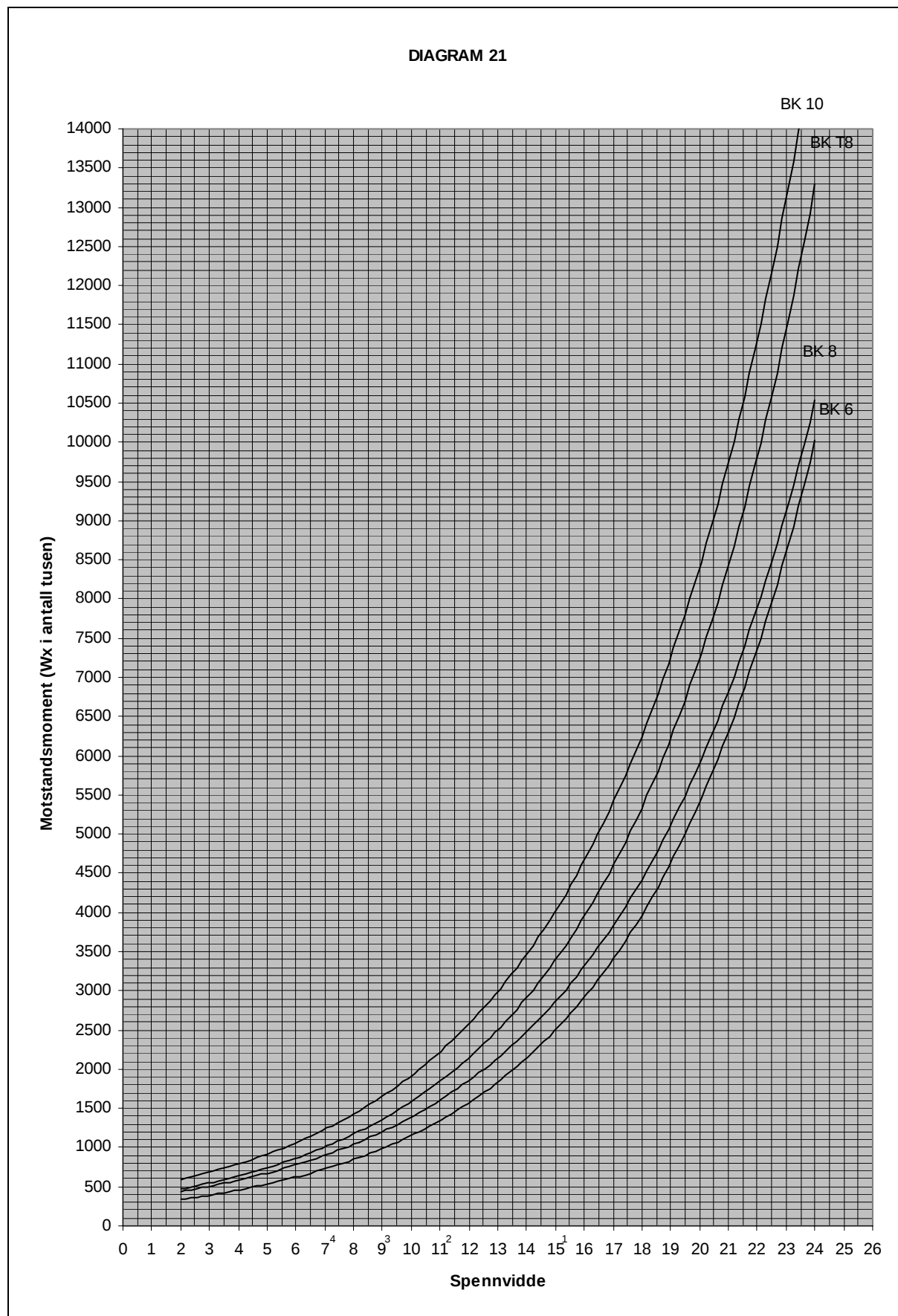


Diagram 22

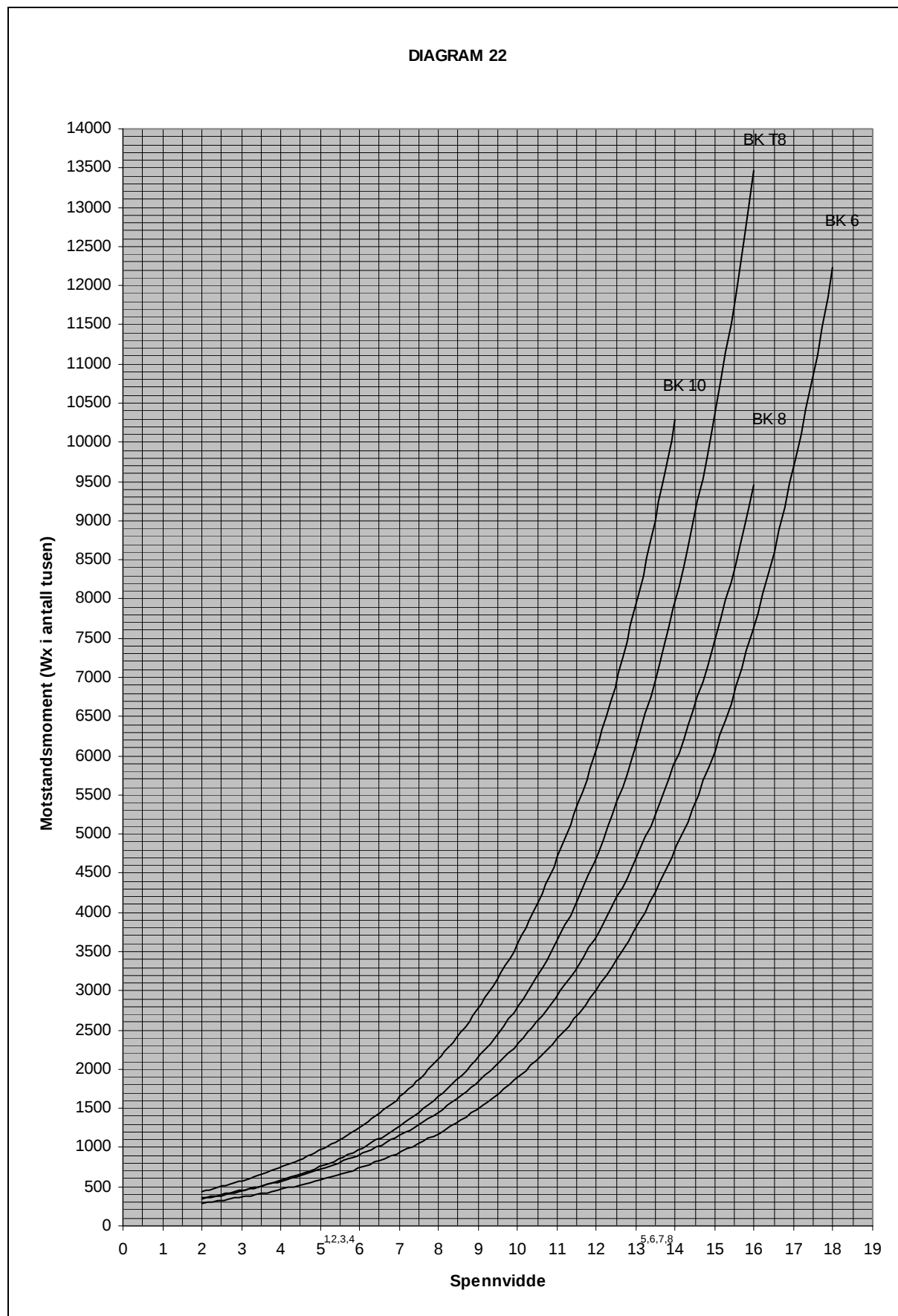


Diagram 23

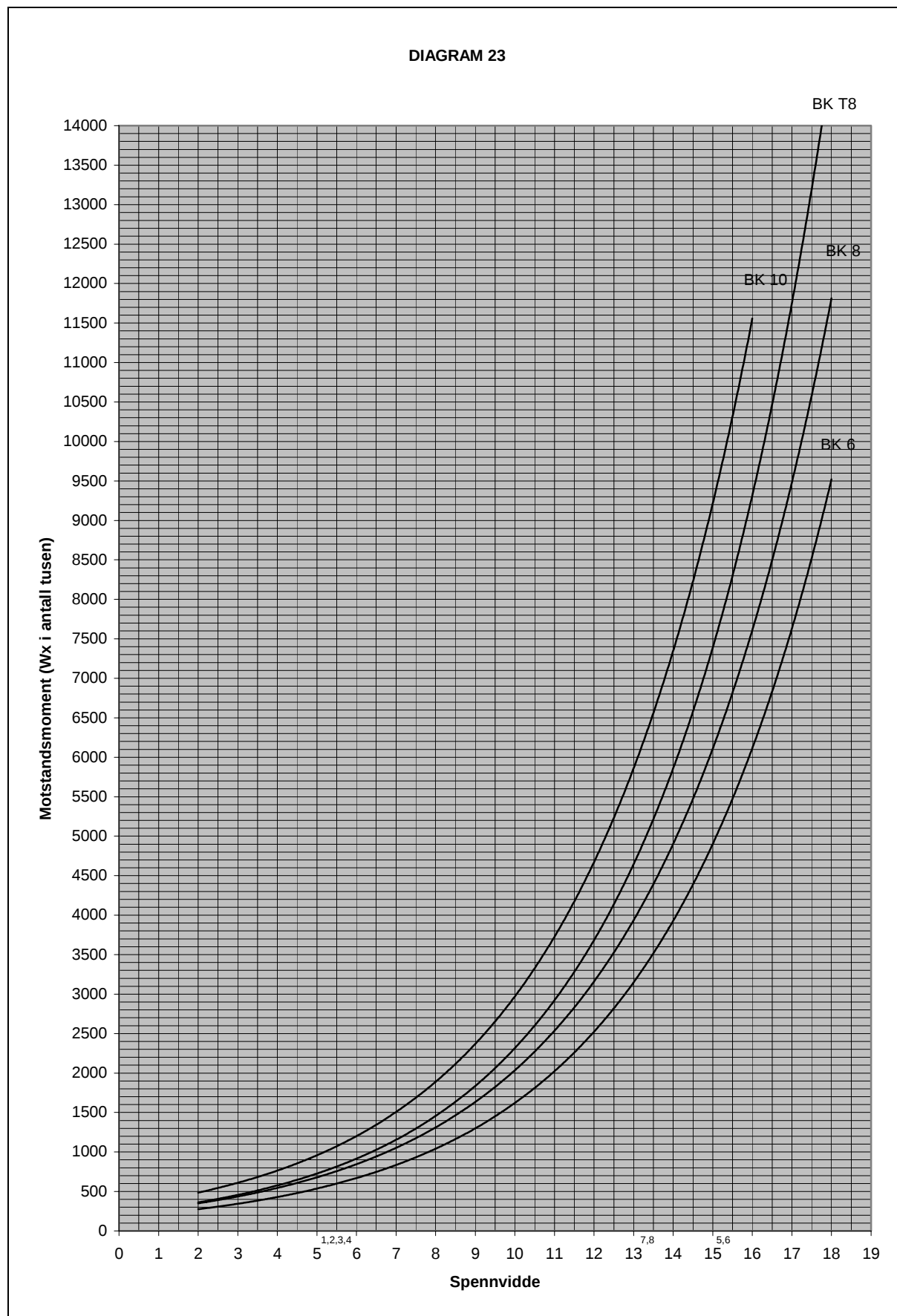


Diagram 24

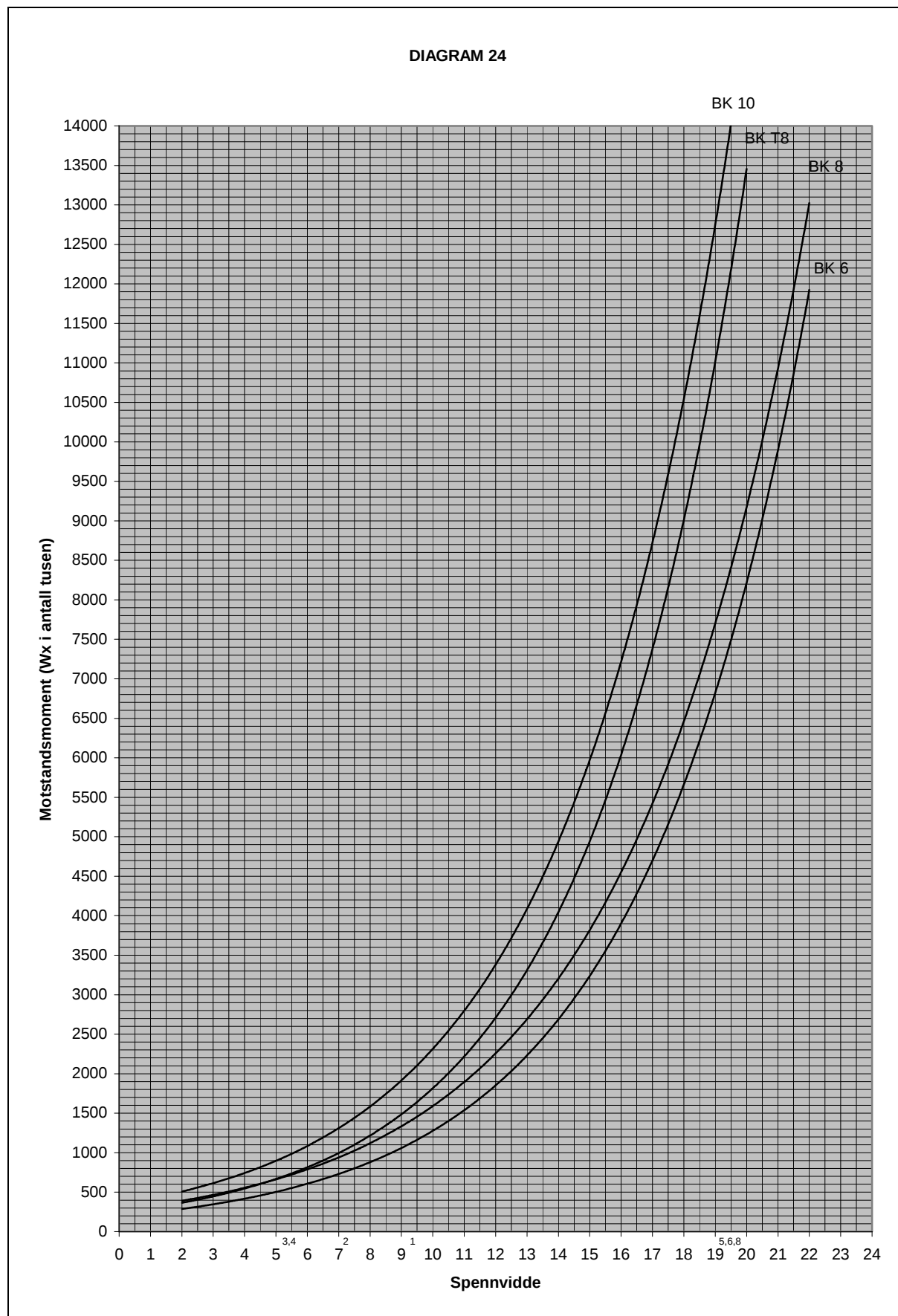


Diagram 25

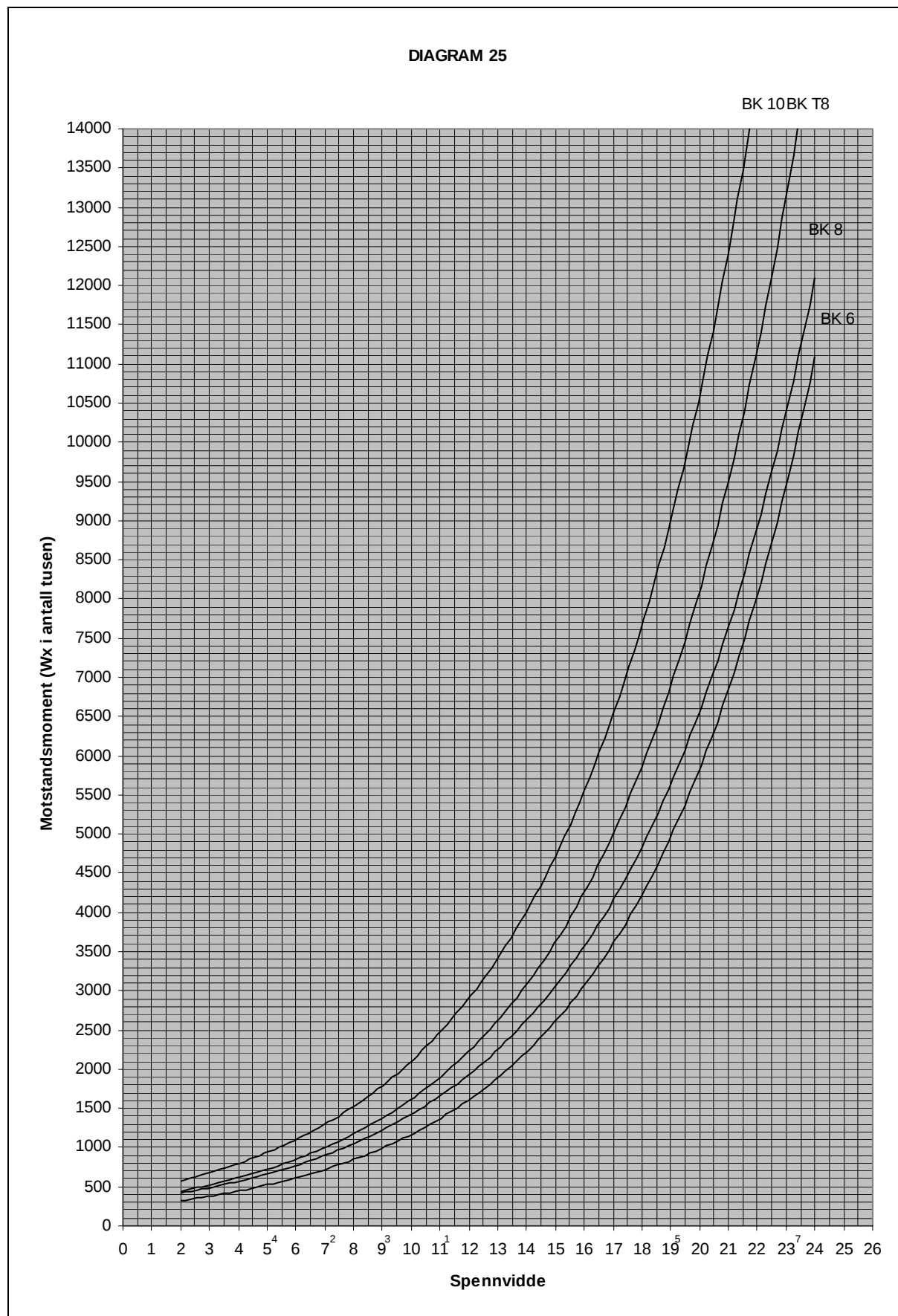


Diagram 26

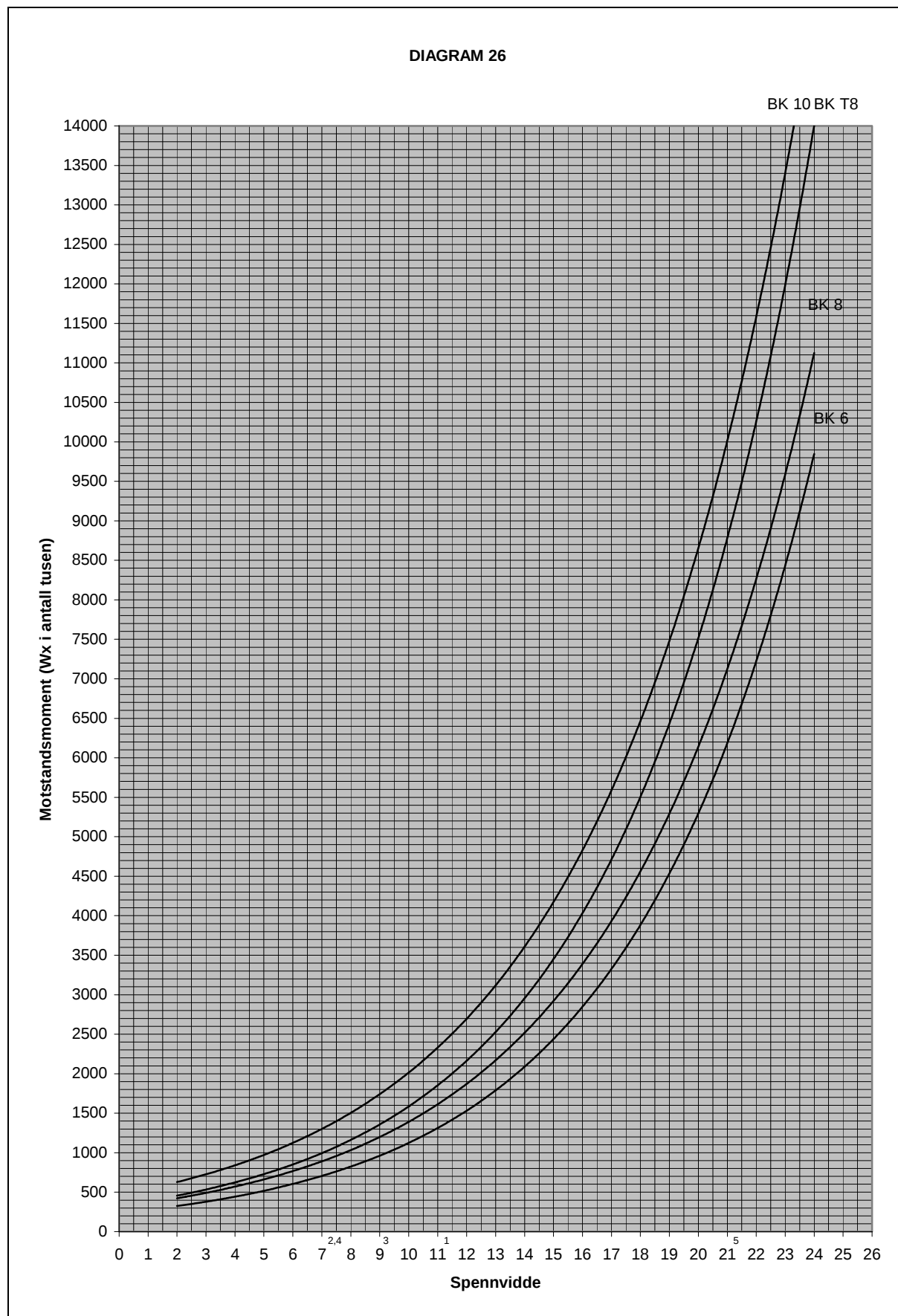


Diagram 27

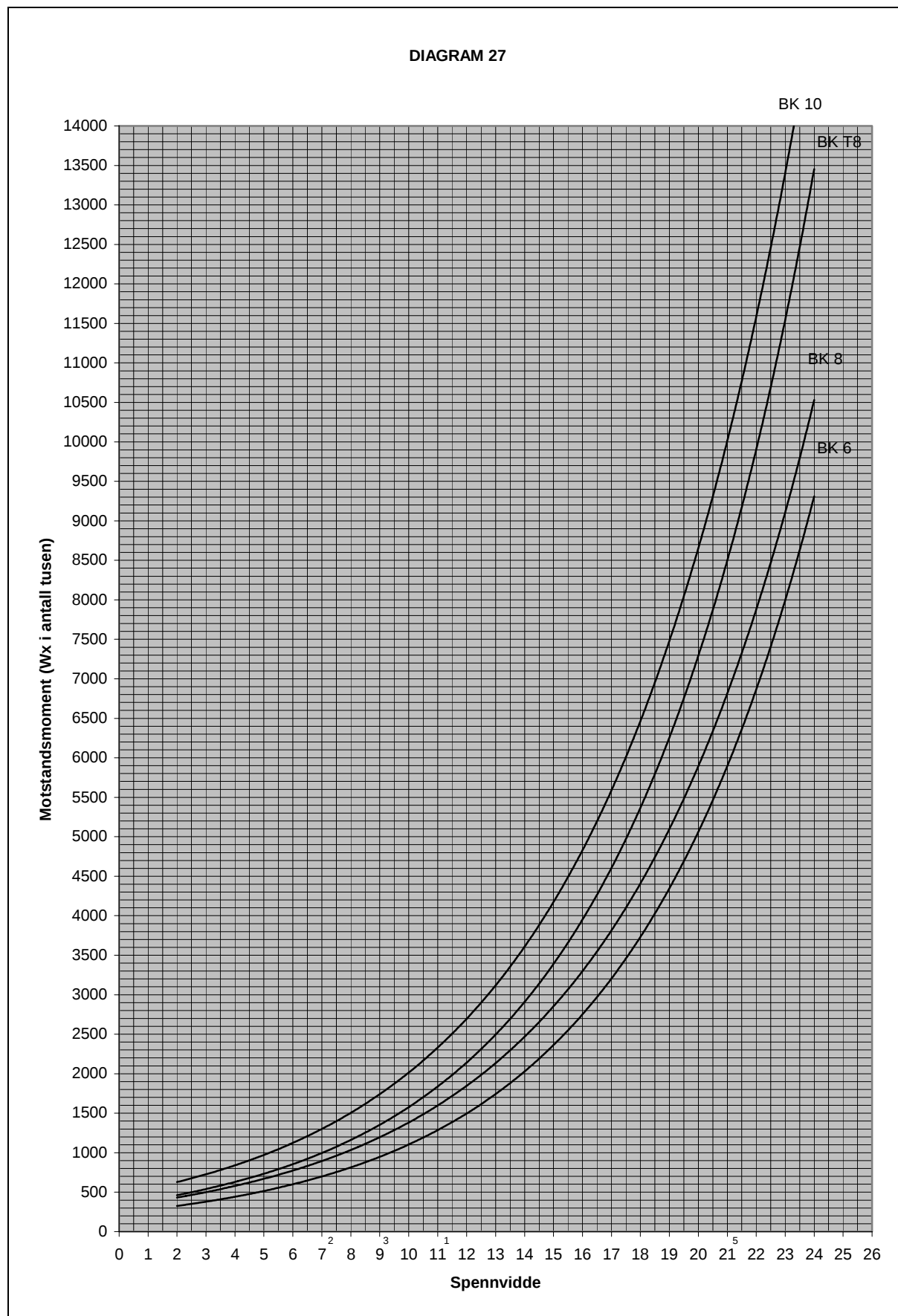


Diagram 28

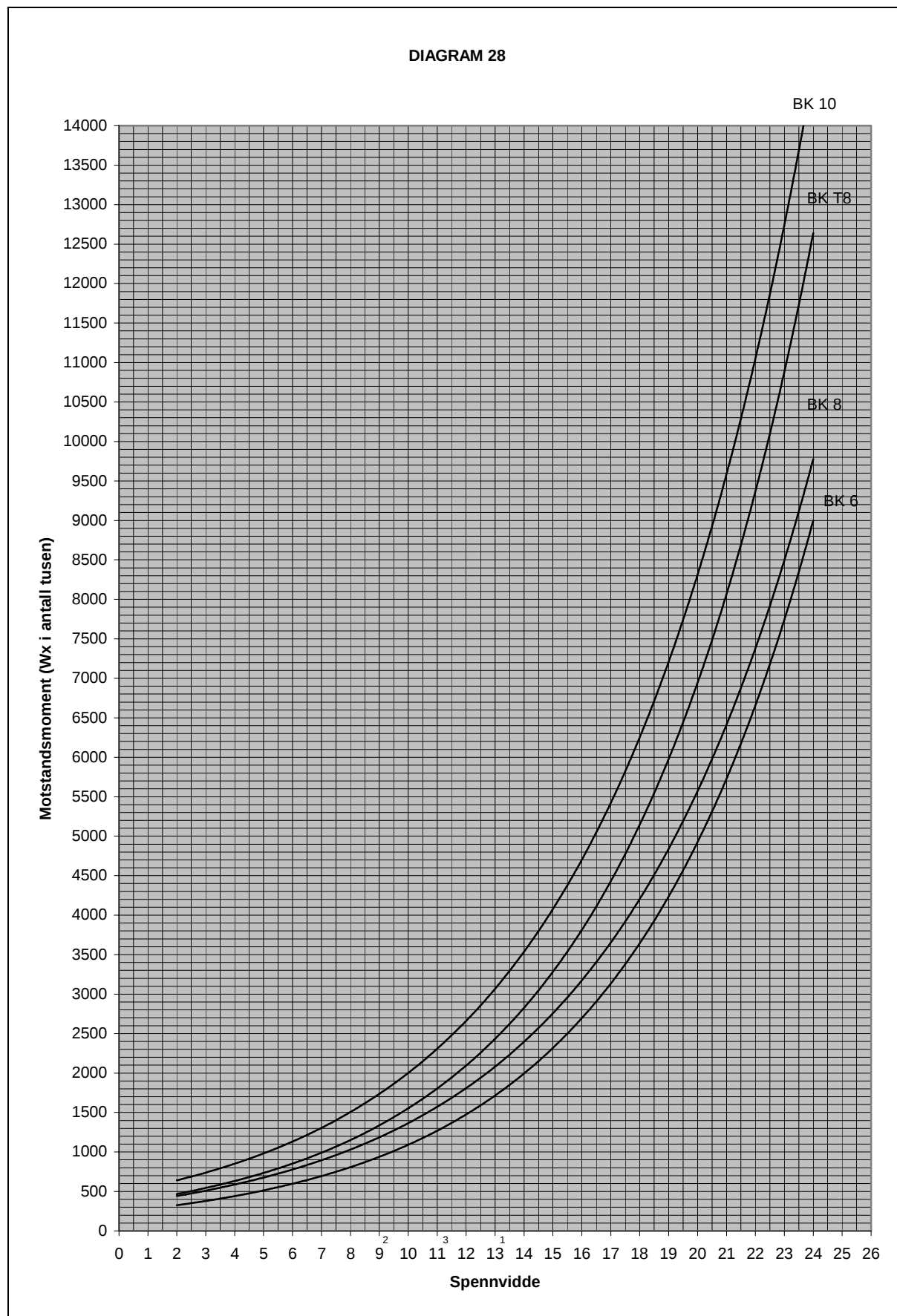


Diagram 29

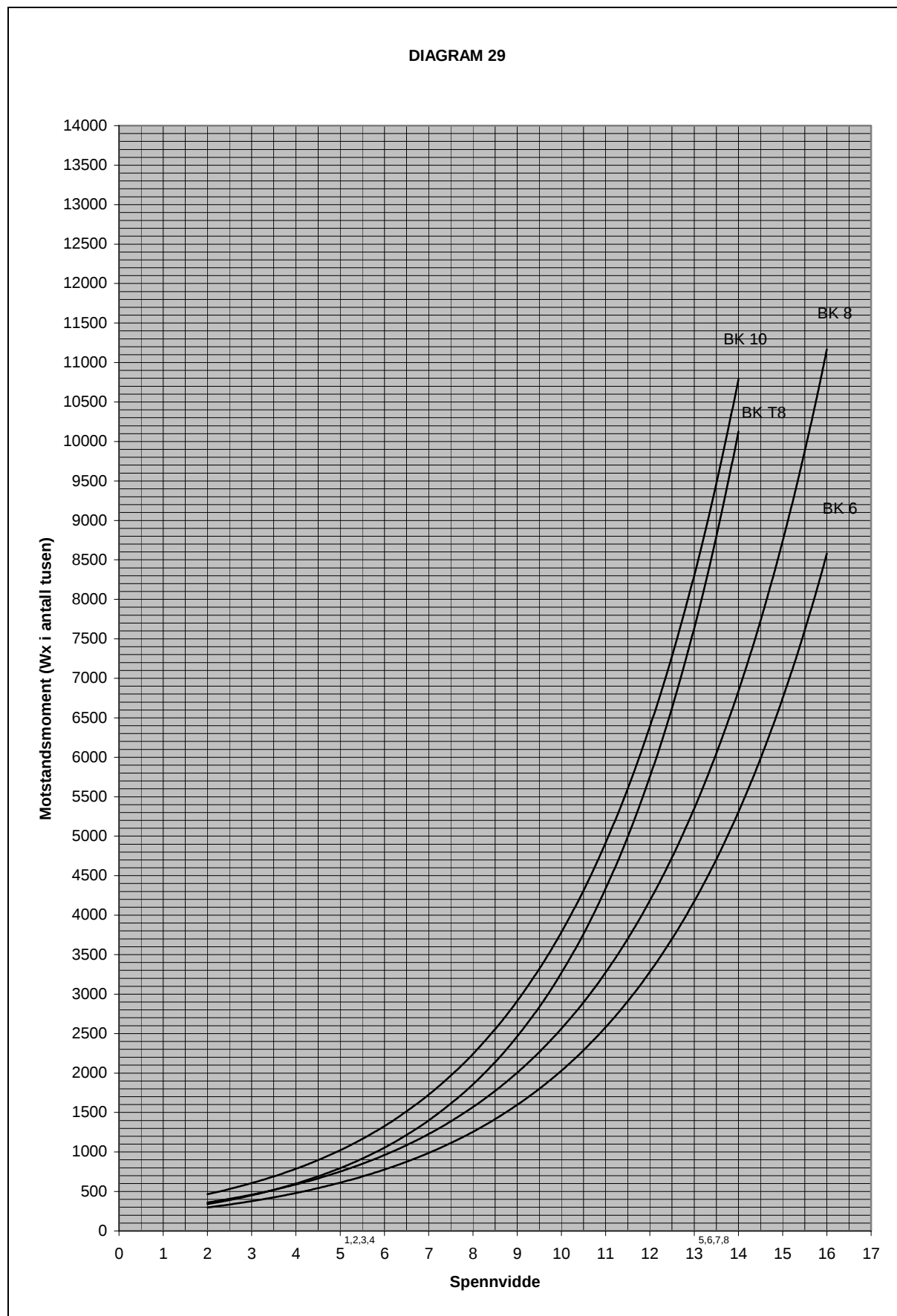


Diagram 30

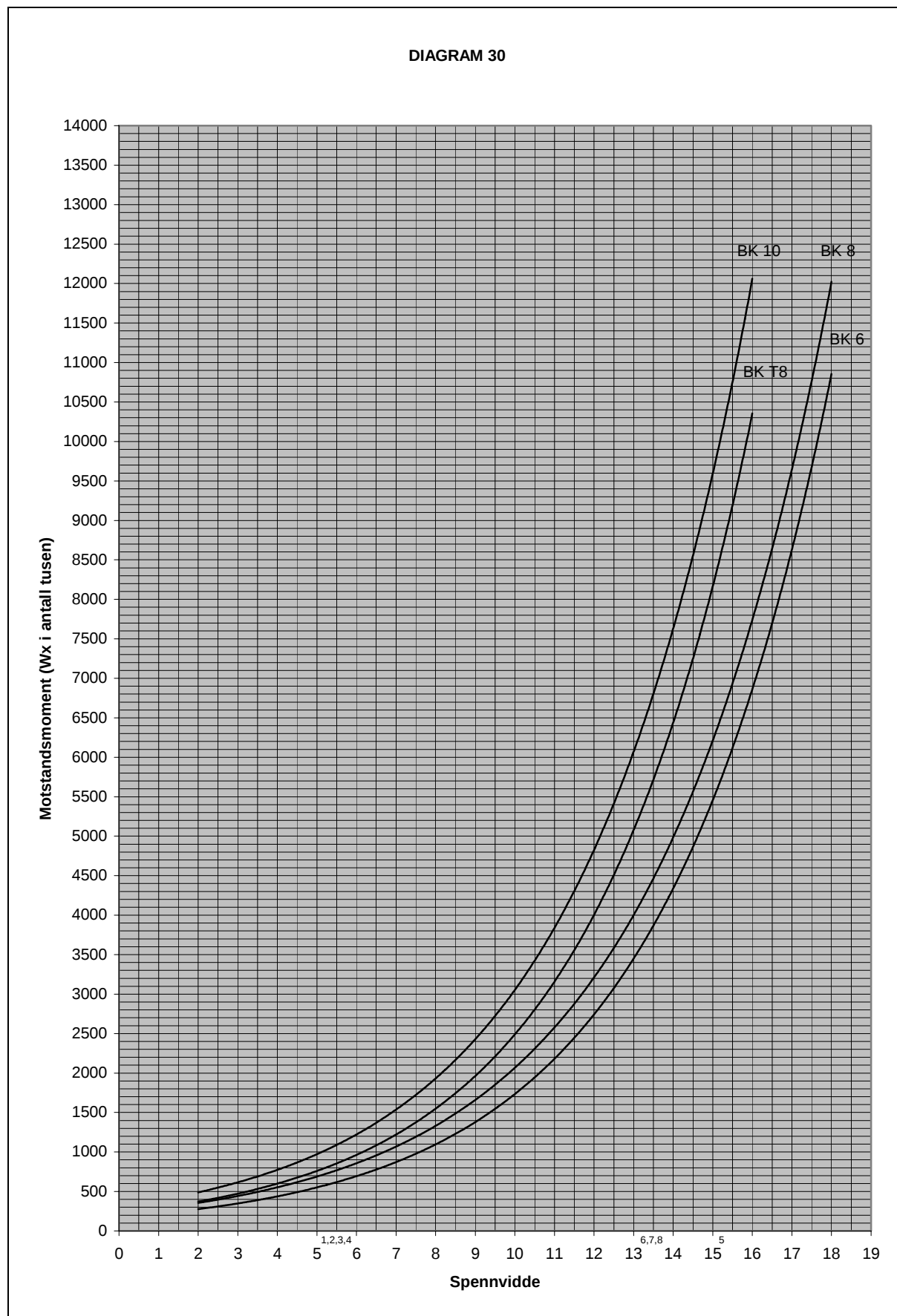


Diagram 31

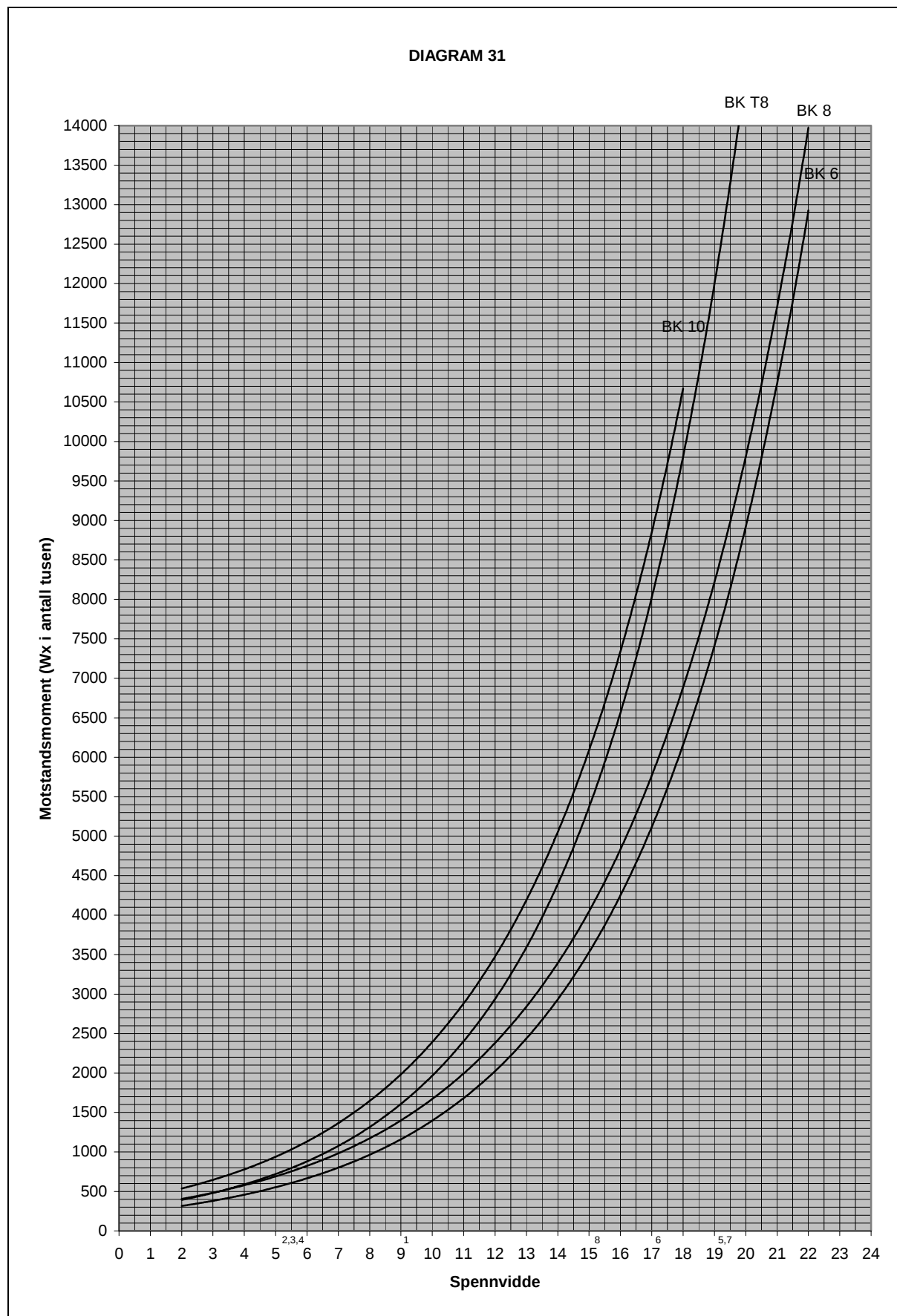


Diagram 32

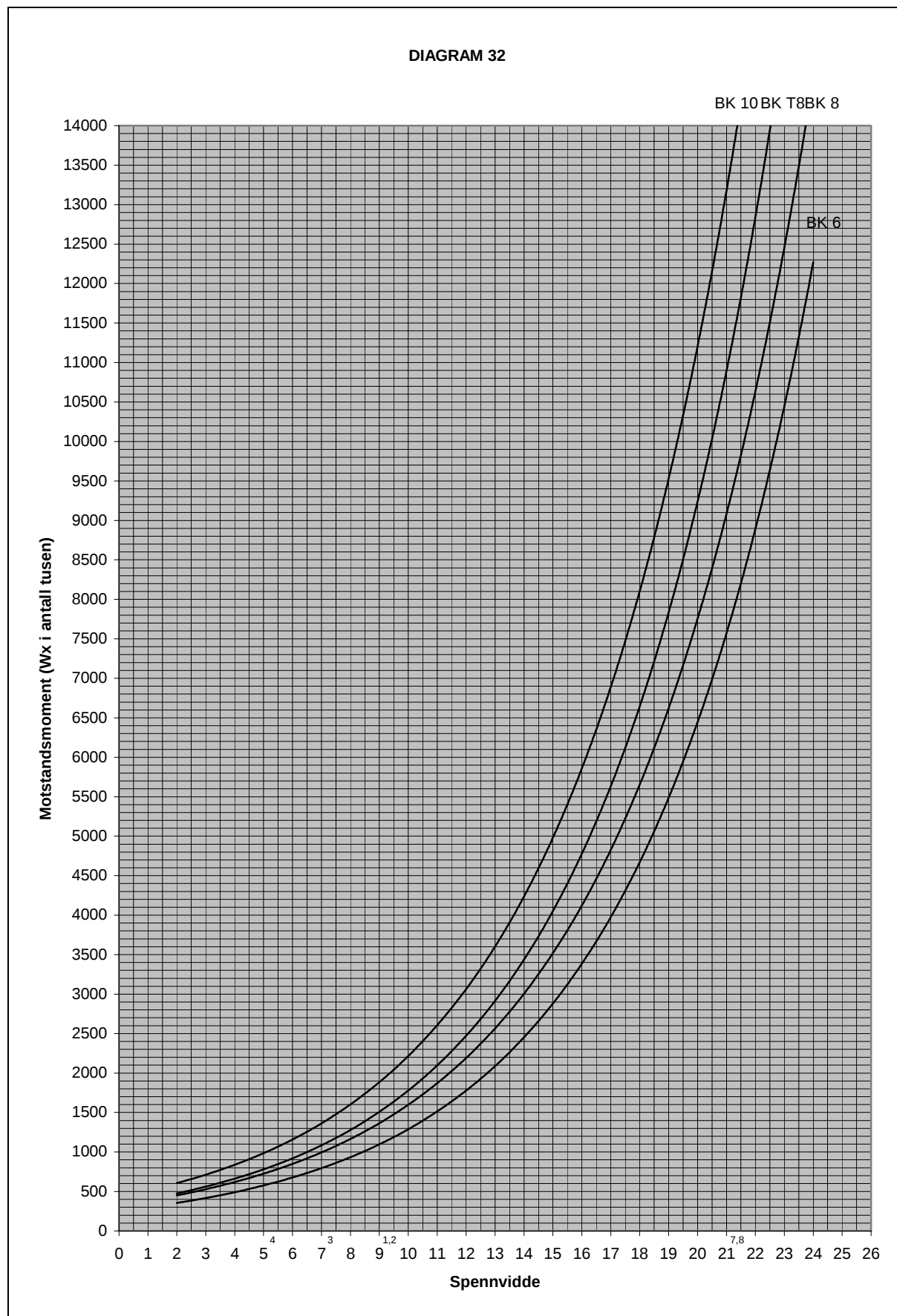


Diagram 33

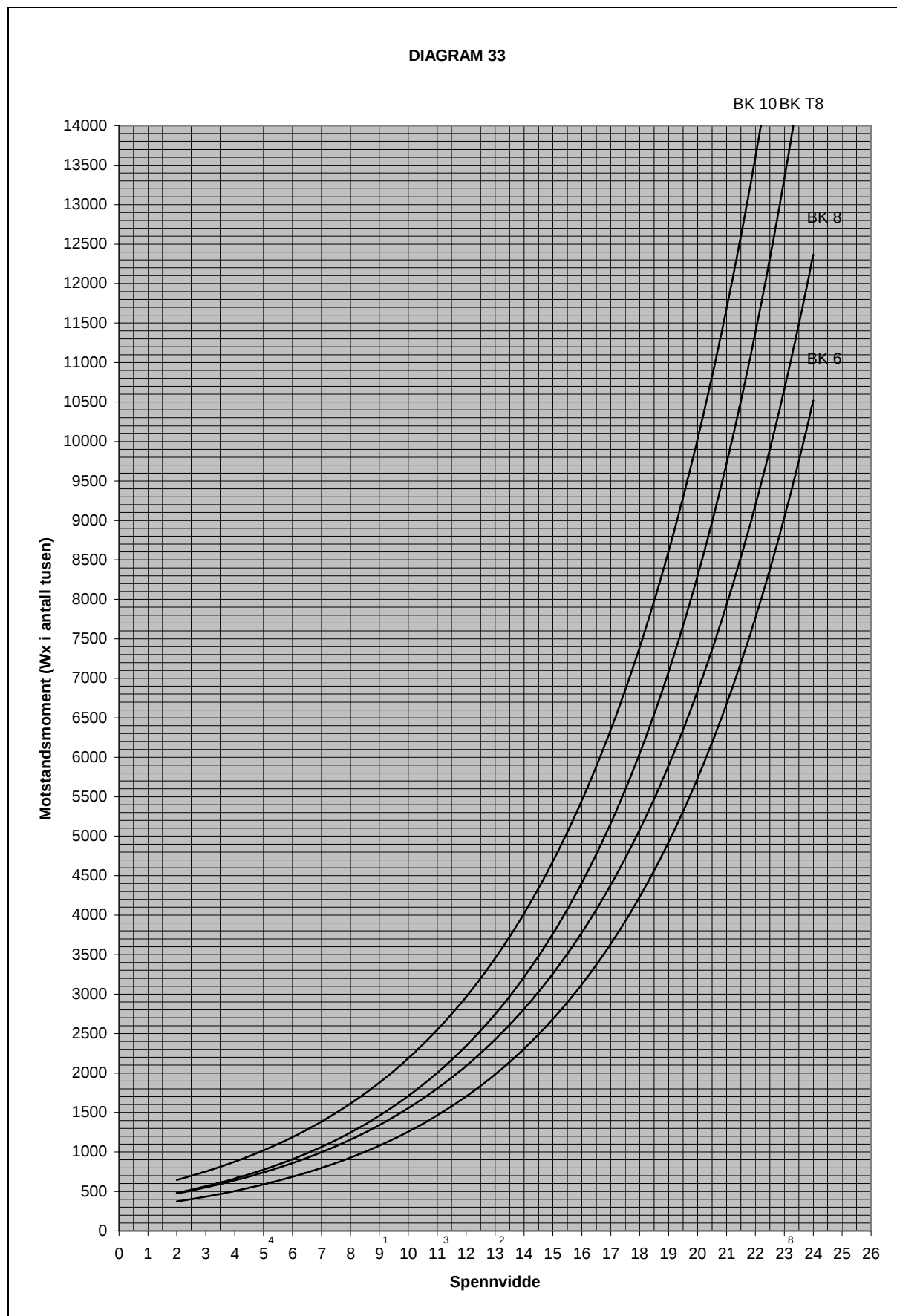


Diagram 34

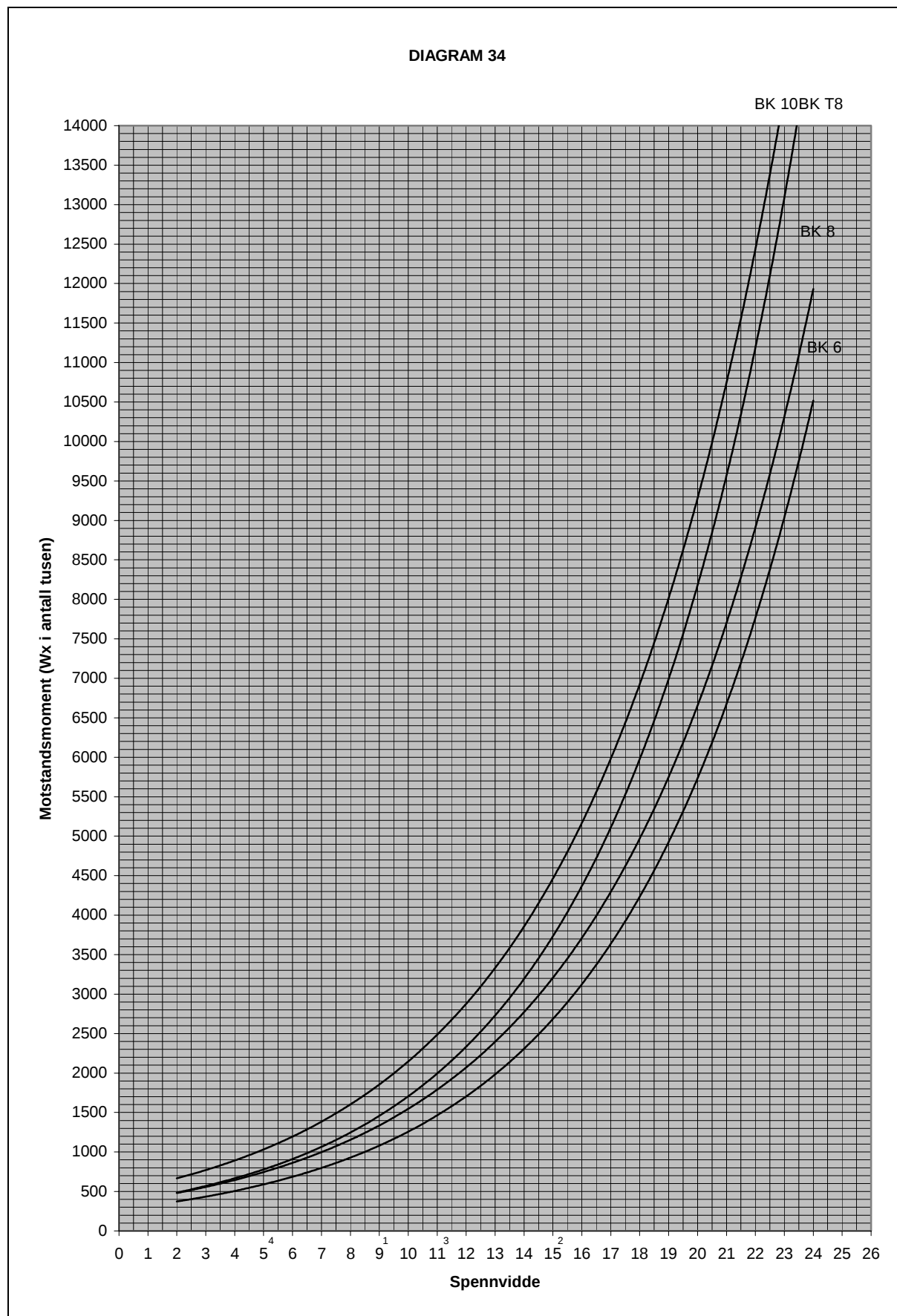
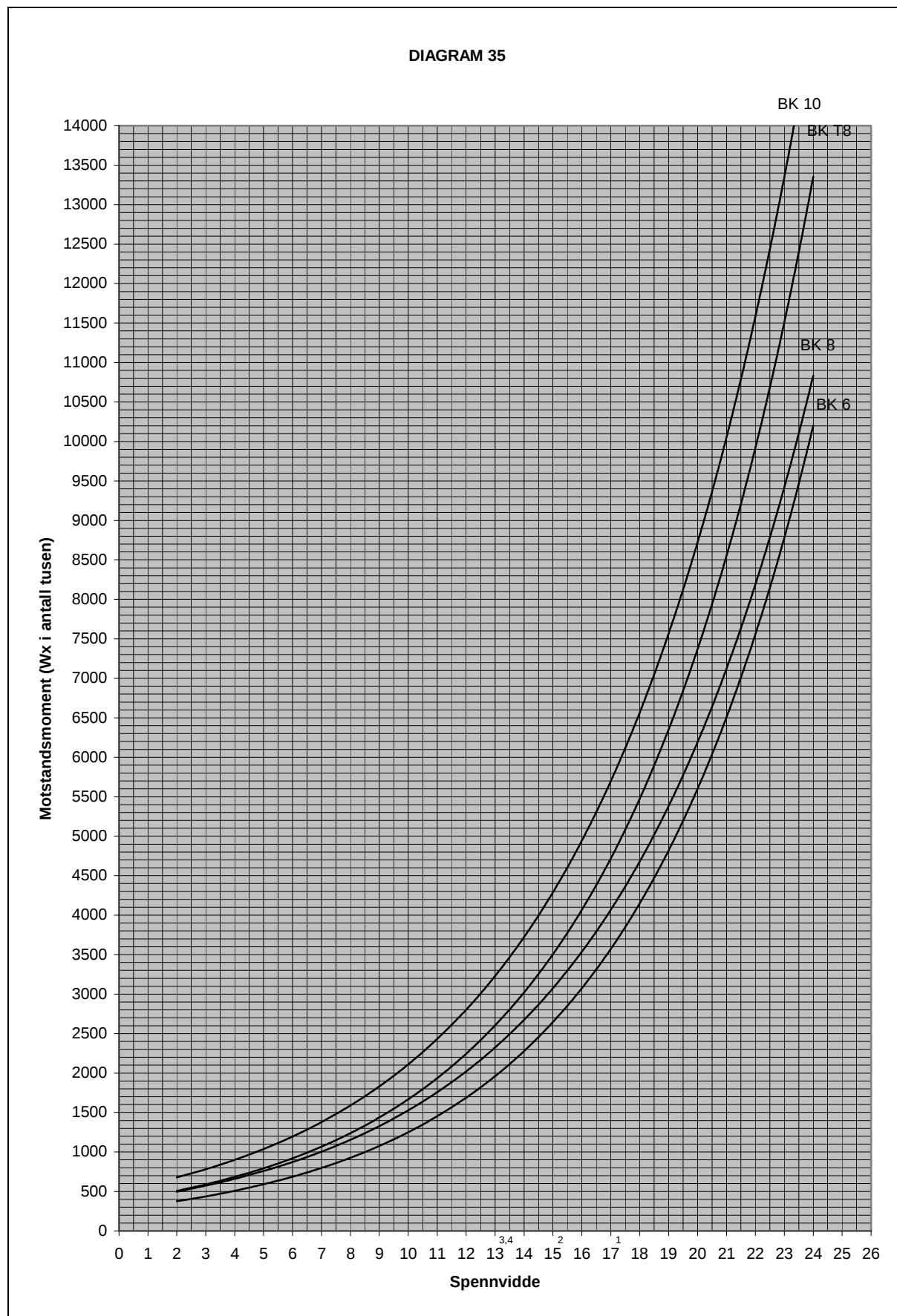


Diagram 35



5.5 Sammenlikning med reelle bruer

5.5.1 Bjørnsrud bru

Dette er en stålbjelkebru med tredekke. Den har to spenn, som begge er 22,7 m. Kjørebredden er 3,88 m. Det er tre bjelker som er tilnærmet lik HE500B. Vippingsforhold er vanskelig å bedømme eksakt, men jeg har valgt å sette vippelengden til ca. 1/5 av spennet. Med dette som grunnlag finner jeg ut at det er diagram 13 som passer best.

Når jeg går inn med verdiene i diagrammet finner jeg at brua ikke holder Bk 6. Ved en fullstendig beregning viser dette seg å stemme. Brua holder nemlig 7 tonn akseltrykk, men bare 15,75 tonn totalvekt, og det er denne som slår ut. Fullstendig beregning kan sees i vedlegg 1.

5.5.2 Øvre Uvdal bru

Dette er også en stålbjelkebru med tredekke. Den har ett spenn på ca. 16 m, men de forskjellige bjelkene har ulik lengde. Gjennomsnittet for bjelkene er 15,5 m spenn. Kjørebredden er 3,55 m. Brukaret er forsterket en gang, og det er lagt inn to ekstra bjelker. Opprinnelig hadde brua tre bjelker, men den har nå altså fått fem. De nye bjelkene er HE500A, mens de gamle er to IPE500 og én IPE450 i midten. De tre gamle bjelkene er avstivet i femtedelspunktene.

Dette er en så komplisert bru at jeg ville foretatt en fullstendig analyse uansett, men jeg har allikevel prøvd å bruke diagrammene. Jeg valgte da å gå inn med tre HE500A bjelker som er avstivet på midten. Det vil si diagram 10. Jeg finner da at brua så vidt skal holde Bk 6. Ved fullstendig beregning finner jeg det samme, brua holder nemlig Bk 6. Fullstendig beregning kan sees i vedlegg 2.

5.5.3 Bru over Smådølelva

Dette er en stålbjelkebru med betongdekke. Den har ett spenn på 8,65 m. Kjørebredden er 3,85 m. Brua har tre bjelker, med tilnærmet profilet IPE500. Den øvre flensen av bjelken er innstøpt, og bjelken er derfor fullstendig avstivet mot vipping.

Jeg har kjørt beregningene med IPE500, men siden det er betongdekke velger jeg å gå inn i diagrammet med IPE450. Jeg bruker diagram 14. Jeg finner da at brua skal holde Bk T8. Ved fullstendig beregning finner jeg det samme, nemlig at brua holder Bk T8. Fullstendig beregning kan sees i vedlegg 3.

5.5.4 Bru over Borgeåi

Dette er en stålbejelkebru med tredekke. Den spanner 12,85 m. Kjørebredden er 3,1 m. Det er fire bjelker som er tilnærmet lik IPE500. Bjelkene er avstivet i femtedelspunktene, og dermed blir lengste vippelengde 3212 mm. Med dette som grunnlag finner jeg ut at det er diagram 20 som passer best.

Når jeg går inn med verdiene i diagrammet finner jeg at brua ligger helt på vippen til å holde Bk 6. Ved en fullstendig beregning viser det seg imidlertid at brua ikke holder Bk 6, men må settes til 8 tonn akseltrykk og 18 tonn totalvekt. Fullstendig beregning kan sees i vedlegg 4.

5.5.5 Sammenstilling

Som man ser fra tabell 11 stemmer resultatene godt overens på de fleste bruene.

Tabellverdiene som ligger til grunn for diagrammene har en sikkerhetsmargin mellom 1 % og 20 %, når man ser på kapasitetsutnyttelsen. Dette fører til at kurvene i diagrammene skal ligge ca 10 % på sikker side. Dette gjelder dersom den målte brua er lik en av type-bruene. Selv om få bruer er helt like type-bruene, vil de fleste ligge innenfor denne sikkerhetsmarginen.

Tabell 11: Oversikt over beregnede bruer.

	Kapasitet fullstendig analyse	Kapasitet ved bruk av diagram	Samsvarer de to metodene
Bjørnsrud bru	7 tonn / 15,75 tonn	Bk 6 holder ikke	Ja
Øvre Uvdal bru	Bk 6	Bk 6	Ja
Bru over Smådøelva ved skytebane	Bk T8	Bk T8	Ja
Bru over Borgeåi ved Åmot seter	8 tonn / 18 tonn	Bk 6	Nei

6 DISKUSJON OG KONKLUSJON

6.1 Diskusjon

6.1.1 Styrker ved metoden

Brukt riktig vil diagrammene jeg har laget kunne være til stor nytte i praktisk klassifisering av bruer. Først og fremst vil de gjøre det mulig å spare tid og penger. Dette vil senke terskelen for å sette i gang, og det vil dermed sette fortgang i arbeidet med klassifiseringen.

Ved å bruke diagrammene vil man kunne klassifisere ei bru på ca. 1/4 av tiden sammenlignet med en fullstendig analyse. Det kreves imidlertid fortsatt befarings av bruene, noe som er tidkrevende. Dersom man ikke får et godt nok resultat eller hvis man ikke stoler helt på det man har funnet, er ikke tiden man har brukt helt bortkastet allikevel. Det resultatet man har fått med diagrammene vil si noe om hva man kan forvente at brua skal tåle, og man vet dermed hvor på skalaen man skal begynne å lete.

Når det gjelder økonomi, vil også diagrammene være gunstige. For en fullstendig analyse må man i dag anslagsvis betale 15000 kr, mens med diagrammene kan klassifiseringen gjøres for ca. 5000 kr (Anslag gjort for dagens kostnadsnivå, 2004). Hvis man da kan bruke denne enkle metoden på anslagsvis halvparten av bruene, vil det for en kommune fort bli snakk om store besparelser.

Diagrammene kan også brukes til andre ting enn klassifisering. Det er en rekke krav til kontroll og oppfølging i byggebransjen, og slike diagrammer kan inngå i kontrollrutiner for prosjekteringsfirmaer, entreprenører, byggeherrer og andre. Diagrammene kan videre tas inn i bedrifters internkontroll-system (IK-system).

Ved bygging av bruer, går det også an å bruke diagrammene. Når man kjenner spennet, vippeforutsetningene og hvor bred bru man trenger, går det an å finne hvilket motstandsmoment som trengs, og dermed hvilken bjelke som gir nødvendig bæreegenskaper. Man kan altså bruke diagrammene som en forhåndsdimensjonering av brua.

6.1.2 Svakheter ved metoden

Det er en rekke begrensninger på bruken av diagrammene jeg har utarbeidet, og de må brukes i kombinasjon med godt skjønn, og gode kunnskaper om brukonstruksjoner.

Systemet kan ikke brukes av private vegeiere uten nødvendig kunnskap, og dette er en begrensning. Uansett bakgrunn bør man sette seg godt inn i systemet før bruk. Ikke minst med tanke på konsekvensene ved feil bruk.

En av de største svakhetene er at diagrammene ikke tar hensyn til nedbøyningskravet som er meget strengt på bruer. Dette tolereres ikke på nye bruer, men på eldre bruer, som diagrammene jo er tenkt for, kan man være mindre streng på kravet. Nedbøyning er ikke et krav som har mye å si for selve bæreevnen, men det går mer på estetikk og slitasje. Med det menes at brua har den samme bæreevnen, sett i et kort tidsperspektiv, uavhengig av nedbøyning. Det er den gjentatte belastningen stor nedbøyning fører til, som kan påvirke bæreevnen. Derfor er det viktig å ta med nedbøyning i betraktningen, når man skal bruke denne metoden. Vurderingen av slitasje som følge av for stor nedbøyning bør man ta sammen med helhetsvurderingen man gjør før selve analysen.

En annen svakhet er at alle beregningene er kjørt med stålkvalitet St 37. Dette er gjort fordi det i standarden står at ved ukjent stålkvalitet er det denne som skal brukes. Hvis man da vet at bjelkene har en annen kvalitet kan man ikke uten videre bruke diagrammene. Men St 37 er en av de dårligste stålkvalitetene, slik at ved bruk av andre kvaliteter vil man nesten alltid være på sikker side.

Både for tabellene og dermed også diagrammene er det tredekke som ligger til grunn. Dersom man har ei bru som har betongdekke vil altså diagrammene ikke gi et helt riktig bilde, siden betong har mye høyere egenvekt en tre. I slike tilfeller er det viktig å bruke skjønn. En metode som kan brukes er å velge et noe lavere motstandsmoment en det som er reelt for bjelken. Man kan for eksempel gå ned en størrelse på profilet, ved standardprofiler. Dette har fungert greit i alle mine forsøk. Det bør imidlertid sies at disse er ikke utført etter noen systematisk eller vitenskapelig metode.

Bruk av disse diagrammene gir ikke noen eksakt beregning av brua. Dersom det er det man trenger kan man ikke bruke denne metoden, men man må kjøre en fullstendig analyse.

6.1.3 Sammenlikning med reelle tilfeller

Som man ser fra resultatkapitelet, har jeg beregnet fire bruer fullstendig. Av disse gir fullstendig beregning og bruk av diagram samme resultat ved tre bruer. Den fjerde brua gir ulikt resultat, noe som viser at når man har tvilstilfeller i diagrammet, må man gjøre en nøyere vurdering. På brua over Smådølelva ser man at mitt forslag om å bruke en bjelkedimensjon mindre ved betongdekke, gir samsvar i resultatene fra de to metodene.

Rent statistisk er selvfølgelig fire bruer alt for lite til å si noe om kvaliteten av metoden, men disse fire bruene indikerer i hvert fall samsvar. De beregnede bruene fremhever også noen viktige momenter ved bruk av diagrammene; hva man skal gjøre når man har betongdekker og hvordan tvilstilfeller skal vurderes.

6.2 Konklusjon

Under forutsetning av at brukeren har den rette kompetansen, vil diagrammene jeg har utarbeidet kunne bli et viktig hjelpemiddel ved klassifiseringen av eldre bruer. Ved bruk av disse vil man spare både tid og penger på en jobb som kommuner er pålagt å utføre og private absolutt burde utføre. Videre vil metoden og diagrammene kunne tas inn i IK-systemer og andre kontrollrutiner for firmaer som jobber med bruer.

7 LITTERATUR

7.1 Skriftlige kilder

Akervold, A.R. 1998. Opprustning av bruer på skogsbilveger. Hovedfagsoppgave ved Norges landbrukshøgskole, Ås. 66 pp + vedlegg.

Betongelementforeningen u.å. Betongelementer til veg og bane. 25 pp.

CEN 2001. Eurocode 5, Design of timber structures, Part 2: Bridges. 32pp.

Ettestad, A. 1982. Undersøking av bruer på skogsbilvegar i Åmot kommune, Hedmark. Hovedfagsoppgave ved Norges landbrukshøgskole, Ås. 28 pp + vedlegg.

Farré I Torra, S. 1996. Timber bridges for forest truck roads. Hovedfagsoppgave ved Norges landbrukshøgskole, Ås. 56 pp.

Flaat, A. 1995. Program for beregning av bæreevne på skogsbilveibruer. Hovedfagsoppgave ved Norges landbrukshøgskole, Ås. 22 pp + vedlegg.

FMLA seksjon skog, Buskerud u.å. Administrativ håndbok. Perm med ukjent pp.

Institutt for tekniske fag, NLH 1999. Tekniske tabeller til bruk ved undervisningen i bygningslære ved NLH. 90 pp.

Landbruksdepartementet 1997. Normaler for landbruksveier med byggebeskrivelse. 42 pp + vedlegg.

Meland, A. 1996. Bruer på skogsbilveger. Hovedfagsoppgave ved Norges landbrukshøgskole, Ås 116 pp + vedlegg.

Multiconsult 2003. Bruer på skogsbilveger, Fagsamling Veg. Perm med ukjent pp.

Norges Forsikringsforbund 1989. Forsikkring av byggherre- og etreprenøransvar i forbindelse med bygging av skogsvei m.v. 5 pp.

Norges Skogeierforbund 1995. Private skogsbilveier – Ansvarsforhold. 15 pp.

Norges Skogeierforbund 1998. Orientering 50/98, Tema: Private veier og veiloven. 9 pp.

Norges Standardiseringsforbund 1990. NS3479, Prosjektering av konstruksjoner, Dimensjonerende laster. 75 pp.

Norges Standardiseringsforbund 1998. NS3473, Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler. 125 pp.

Norges Standardiseringsforbund 1999a. NS3470-1, Prosjektering av trekonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler. 82pp.

Norges Standardiseringsforbund 1999b. NS3490, Prosjektering av konstruksjoner, Krav til pålitelighet. 79 pp.

Norges Standardiseringsforbund 2001. NS3472, Prosjektering av stålkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler. 127 pp.

Skogavdelingen hos Landbruksdepartementet 1985. Bergning av bæreevne på eldre bruer i skogsbilvegnettet, Vedlegg til "Opprusting av skogsbilvegnettet". 23 pp + vedlegg.

Statens vegvesen 1995. Håndbok 184, Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett. 45 pp.

Statens vegvesen 1996. Håndbok 185, Prosjekteringsregler for bruer. 192 pp.

Statens vegvesen 1998. Håndbok 100, Bruhåndbok-6, Brurekkverk-1. 53 pp.

Statens vegvesen 2003a. Håndbok 238, Bruklassifisering, Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett. 36 pp + vedlegg.

Statens vegvesen 2003b. Håndbok 239, Bruklassifisering, Lastforskrifter 1920 – 1973 og brunormaler 1912 – 1958. 18 pp + vedlegg.

Sørensen, C.O. 1994. Stålkonstruksjoner (basert på NS3472, 1984), Kompendium ved Telemark Ingeniørhøgskole, Byggeavdelingen. 118 pp.

7.2 Nettsider

Contiga 2004. www.contiga.no [15.04.04]

Lovdata 2004. www.lovdata.no [01.03.04]

Moelven 2003. www.moelven.no [15.04.04]

SSB 2004. www.ssb.no [01.03.04]

VEDLEGGSLISTE

- Vedlegg 1:** Fullstendig beregning av Bjørnsrud bru.
- Vedlegg 2:** Fullstendig beregning av Øvre Uvdal bru.
- Vedlegg 3:** Fullstendig beregning av bru over Smådølelva.
- Vedlegg 4:** Fullstendig beregning av bru over Borgeåi.
- Vedlegg 5:** Tabeller for standard profiler.

VEDLEGG 1

FULLSTENDIG BEREGNING AV BJØRNSRUD BRU



Brua har seks like bjelker, to på hvert spenn. Den går over to spenn som begge er på 22,7 m. Brua har tredekke som ser ut til å være i god stand. Brua har kjørebredde 3,88 m. Brua er i dag skiltet med 7 tonn akseltrykk. Det finnes ikke byggetegninger for brua.

I følge Håndbok 238 "Bruklassifisering" utgitt av Statens Vegvesen (2003a) skal følgende laster legges til grunn ved klassifisering etter Aksellast/totalvekt-metoden.

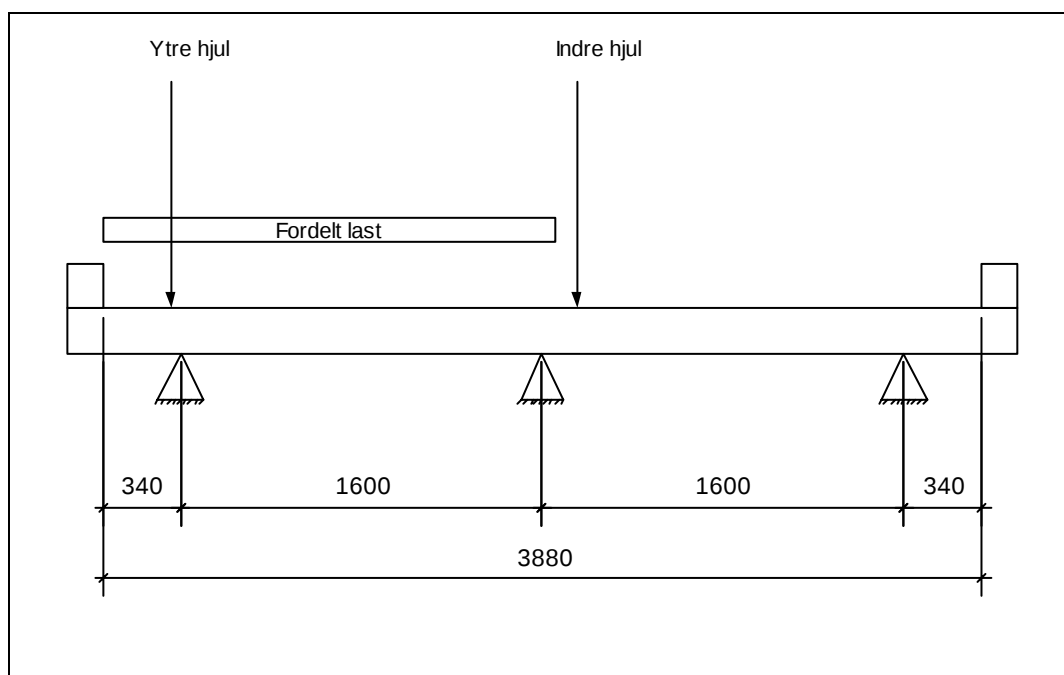
- Last fremre aksel 0,75A
- Last fremre boggi 1,40A
- Last bakre boggi 0,50A
- Totalvekt 2,25A

A er gitt som tillat aksellast. I tillegg skal områdene foran og bak disse punktlastene belastes med en jevnt fordelt tilleggslast.

Jeg prøver med 7 tonn aksellast, og 15,75 tonn totalvekt. Det gir følgende laster:

- Last fremre aksel 52,5 kN
- Last fremre boggi 98,0 kN
- Last bakre boggi 35,0 kN
- Tilleggslast 6,0 kN/m

Jeg legger disse belastningene inn i beregningsprogrammet Focus, som vist på figur 1. Her setter jeg lastkoeffisientene til en, og jeg kan dermed lese av belastningene på den verst belastede bjelken som oppleggskreftene.

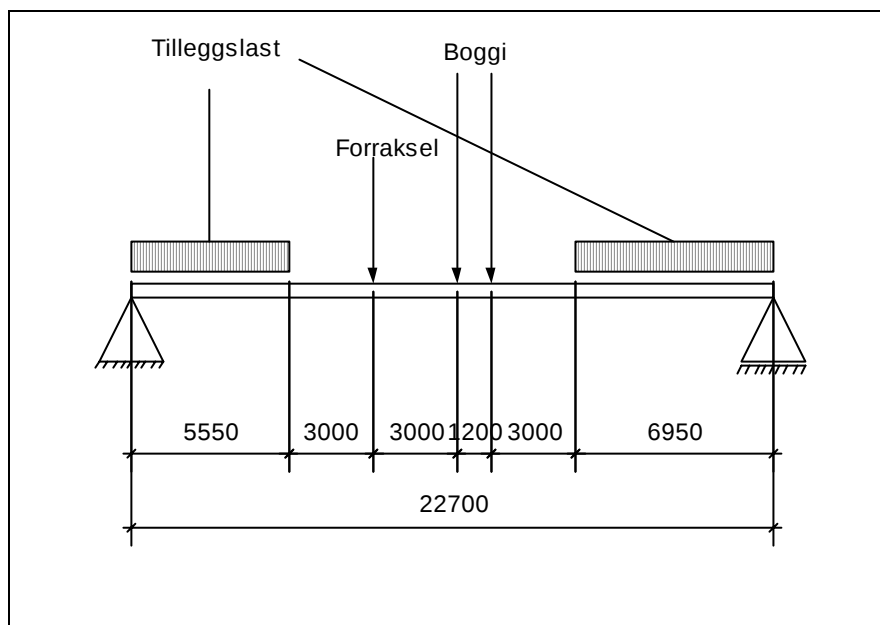


Figur 1: Snitt av brua med lastfordeling.

Dette gir:

- | | |
|-------------------------|-----------|
| • Hjullast fremre aksel | 26,15 kN |
| • Hjullast fremre boggi | 48,82 kN |
| • Hjullast bakre boggi | 17,44 kN |
| • Tilleggslast | 2,99 kN/m |

Disse lastene legger jeg så på nytt inn i Focus, men denne gangen direkte på bjelken som vist i figur 2. Mine målinger viser at bjelkene er tilnærmet lik profilen HE500B. Ved å bruke denne profilen er man litt på sikker side. Det vil si at den faktiske bjelken har et noe større tverrsnitt enn HE500B, og derfor også har litt bedre bæreegenskaper. I tillegg til lastene som er nevnt over, bidrar overbygningen med en jevnt fordelt last på 3 kN/m langs bjelken.



Figur 2: Belastninger på bjelken.

Andre forutsetninger:

- Bruker lastkombinasjoner og lastkoeffisienter som følger normaler for bruklassifisering (Statens Vegvesen 2003).
- Jeg forutsetter at brudekket stiver av en del, og setter lengste mulige vippelengde til 5675 mm (1/4 av lengden).

Så kjører jeg beregningen. Denne gir meg en maksimal kapasitetsutnyttelse på 93,1 %. Denne kontrollen viser altså at bjelken holder. Maksimal nedbøyning blir 188,3 mm. Når man så sammenligner dette med tillatt nedbøyning ifølge normalene får man:

$$\text{Tillatt } L/350 = 64,9 \text{ mm} \ll 188,3 \text{ mm}$$

Ser altså at man ikke greier nedbøyningskravet. Dette er imidlertid det kravet som er "minst farlig" å fravike, og brua kan nok skiltes med 7 tonns akseltrykk hvis de andre forutsetningene stemmer.

På de følgende sidene kommer utdrag av beregningene. Her er de tallene som er gjengitt i teksten ringet rundt. Den programvaren jeg har brukt er enormt dyr i innkjøp, og det er derfor en studentversjon skolen har tilgjengelig. Dette medfører dessverre at jeg ikke får redigert utskriftene slik jeg ønsker.

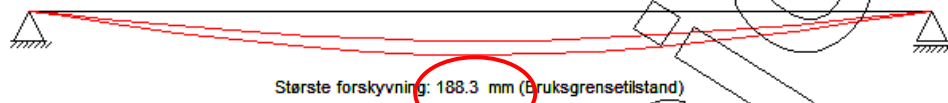
2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,1	-0,012	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,012	0,00	26,15	0,00
3	0,0	0,0	0,013	0,00	24,62	0,00
4	0,0	0,0	-0,009	0,00	1,73	0,00
5	0,0	0,1	-0,009	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	52,50	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,2	-0,023	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,023	0,00	48,82	0,00
3	0,0	0,0	0,024	0,00	45,95	0,00
4	0,0	0,0	-0,017	0,00	3,23	0,00
5	0,0	0,1	-0,017	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	98,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,1	-0,008	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,008	0,00	17,44	0,00
3	0,0	0,0	0,008	0,00	16,41	0,00
4	0,0	0,0	-0,006	0,00	1,15	0,00
5	0,0	0,0	-0,006	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	35,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,0	0,003	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,004	0,00	3,27	0,00
3	0,0	0,0	-0,003	0,00	2,99	0,00
4	0,0	0,0	0,001	0,00	0,26	0,00
5	0,0	-0,0	0,001	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	6,00	

1.1 Forskyvningsdiagram



2. KAPASITETSKONTROLL basert på lineær teori



VEDLEGG 2

FULLSTENDIG BEREGNING AV ØVRE UVDAL BRU

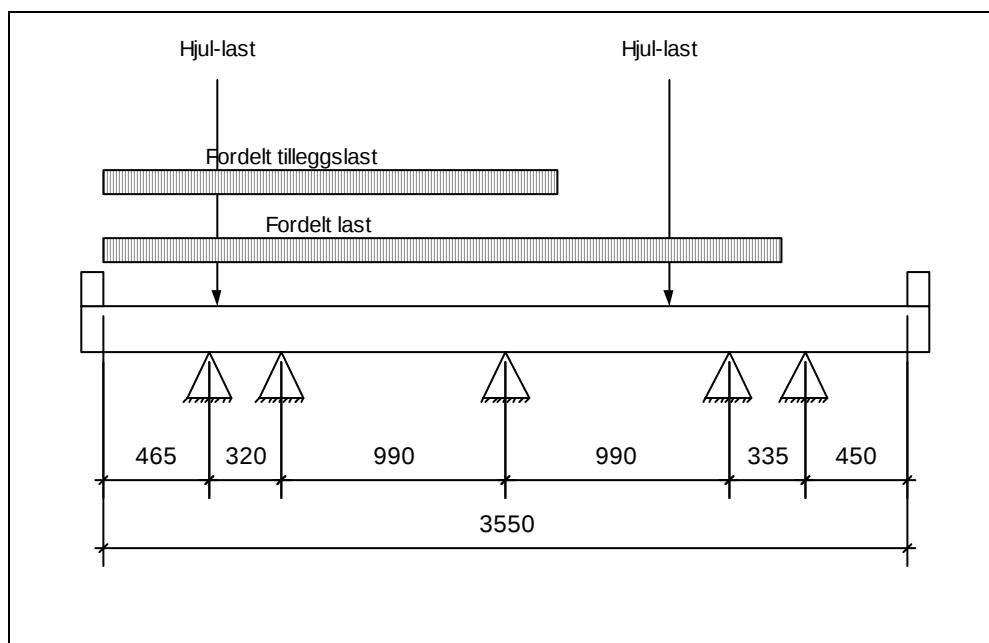


Brua har opprinnelig hatt tre bjelker, men er senere forsterket med ytterligere to slik at den i dag har fem. Disse er av tre forskjellige typer. Den midtre bjelken spenner 16 m, mens alle de andre spenner 15,25 m. Dette skyldes at bjelkene ligger litt forskjellig an på opplegget. Brua har tredekke som ser ganske nytt ut, og som ser ut til å holde dagens krav. Brua er som sagt forsterket en gang, og da ble det også gjort utbedringer på landkaret som hadde begynt å sprekke opp. Brua har kjørebredde på 3,55 m. Brua er skiltet med 25 tonn totalvekt. Det finnes ikke byggetegninger for bru.

I følge Håndbok 238 "Bruklassifisering" utgitt av Statens Vegvesen (2003a) skal følgende laster legges til grunn ved klassifisering etter bruksklassesmetoden, når det er Bk6.

• Last fremre aksel	84 kN
• Last fremre boggi	84 kN
• Last bakre boggi	30 kN
• Last midtre trippelboggi	56 kN
• Last fremre og bakre trippelboggi	40 kN
• Aksellast i totallast tilfelle	24 kN
• Totallast kjøretøy	180 kN
• Totallast vogntog	280 kN
• Tilleggslast vogntog	6 kN/m

Jeg legger disse belastningene inn i beregningsprogrammet Focus, som vist på figur 1. Her setter jeg lastkoeffisientene til en, og jeg kan dermed lese av belastningene på den verst belastede bjelken som oppleggskreftene.



Figur 1: Snitt av brua med lastfordeling.

Dette gir følgende laster for bjelkene:

Ytre bjelke (1):

• Last fremre aksel	35,27 kN
• Last fremre boggi	35,27 kN
• Last bakre boggi	12,60 kN
• Last midtre trippelboggi	23,51 kN
• Last fremre og bakre trippelboggi	16,80 kN
• Aksellast i totallast tilfelle	10,08 kN
• Totallast kjøretøy	6,28 kN/m
• Totallast vogntog	4,25 kN/m

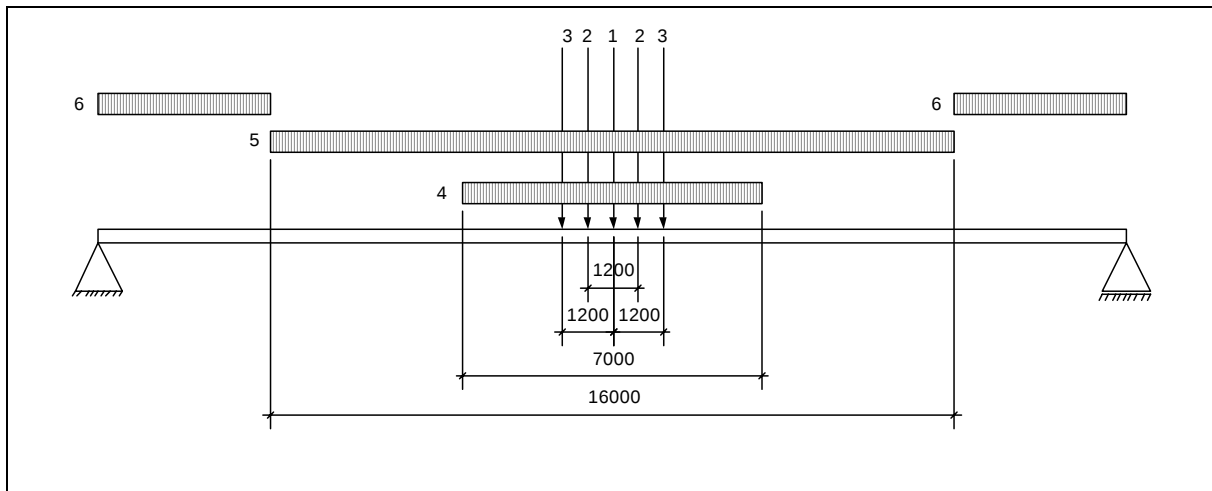
Bjelke nr 2 fra ytterkant (2):

• Last fremre aksel	42,06 kN
• Last fremre boggi	42,06 kN
• Last bakre boggi	15,02 kN
• Last midtre trippelboggi	28,04 kN
• Last fremre og bakre trippelboggi	20,03 kN
• Aksellast i totallast tilfelle	12,02 kN
• Totallast kjøretøy	6,12 kN/m
• Totallast vogntog	4,14 kN/m

Midtre bjelke (3):

• Last fremre aksel	11,43 kN
• Last fremre boggi	11,43 kN
• Last bakre boggi	4,08 kN
• Last midtre trippelboggi	7,62 kN
• Last fremre og bakre trippelboggi	5,44 kN
• Aksellast i totallast tilfelle	3,27 kN
• Totallast kjøretøy	8,99 kN/m
• Totallast vogntog	6,09 kN/m

Disse lastene legger jeg så på nytt inn i Focus, men denne gangen direkte på bjelken som vist i figur 2. Tilleggslasten for vogntog gjelder bare ved spenn over 16 m og er derfor ikke tatt med her. Mine målinger viser at bjelke 1 er tilnærmet lik profilen HE500A, bjelke 2 er tilnærmet lik profil IPE500 og bjelke 3 er tilnærmet lik profil IPE450. Ved å bruke disse profilene er man litt på sikker side. Det vil si at den faktiske bjelken har et noe større tverrsnitt enn dem jeg velger, og derfor også har litt bedre bæreegenskaper. I tillegg til lastene som er nevnt over, bidrar overbygningen med en jevnt fordelt last på 3 kN/m langs bjelken.



Figur 2: Belastninger på bjelken: 1 = Last fremre aksel, last midtre trippelboggi og aksellast i totallast tilfelle. 2 = Last fremre og bakre boggi. 3 = Last fremre og bakre trippelboggi. 4 = Totallast kjøretøy. 5 = Totallast vogntog. 6 = Tilleggslast vogntog.

Andre forutsetninger:

- Bruker lastkombinasjoner og lastkoeffisienter som følger normaler for brukklassifisering (Statens Vegvesen 2003).
- Jeg forutsetter at brudekket stiver av en del, og setter lengste mulige vippelengde for bjelke 1 til 10166 mm (2/3 av lengden).
- Bjelke 2 er avstivet i 1/5-dels punktene, og lengste mulige vippelengde blir 3800 mm.
- Bjelke 3 er også avstivet i 1/5-dels punktene for bjelke 2. Dette gjør at lengste mulige vippelengde blir 3600 mm.

Så kjører jeg beregningen. Denne gir meg en maksimal kapasitetsutnyttelse på bjelke 1, 2 og 3 på henholdsvis 76,5 %, 86,8 % og 99,8 %. Denne kontrollen viser altså at bjelken holder. Maksimal nedbøyning blir 40,6mm, 76,5mm og 123,4mm. Når man så sammenligner dette med tillatt nedbøyning ifølge normalene får man:

- Tillatt bjelke 1: $L/350 = 43,57 \text{ mm} > 40,6 \text{ mm}$
- Tillatt bjelke 2: $L/350 = 43,57 \text{ mm} < 76,5 \text{ mm}$
- Tillatt bjelke 3: $L/350 = 45,71 \text{ mm} < 123,4 \text{ mm}$

Ser altså at man ikke greier nedbøyningskravet på bjelke 2 og 3. Dette er imidlertid det kravet som er "minst farlig" å fravike, og brua kan nok skiltes med Bk 6 hvis de andre forutsetningene stemmer.

På de følgende sidene kommer utdrag av beregningene. Her er de tallene som er gjengitt i teksten ringet rundt. Rød ring for tall som gjelder bjelke 1, grønn ring for tall som gjelder bjelke 2 og blå ring for tall som gjelder bjelke 3. Den programvaren jeg har brukt er enormt dyr i innkjøp, og det er derfor en studentversjon skolen har tilgjengelig. Dette medfører dessverre at jeg ikke får redigert utskriftene slik jeg ønsker.

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	0,0	0,002	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,004	0,00	0,00	0,00
3	0,0	0,0	0,002	0,00	35,27	0,00
4	0,0	0,0	-0,001	0,00	4,89	0,00
5	0,0	0,0	0,007	0,00	11,43	0,00
6	0,0	0,0	-0,009	0,00	11,57	0,00
7	0,0	0,0	-0,004	0,00	-9,17	0,00
Sum:				0,00	84,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	0,0	0,001	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,001	0,00	0,00	0,00
3	0,0	0,0	0,001	0,00	12,60	0,00
4	0,0	0,0	-0,000	0,00	1,75	0,00
5	0,0	0,0	0,002	0,00	4,08	0,00
6	0,0	0,0	-0,003	0,00	14,85	0,00
7	0,0	0,0	-0,001	0,00	-3,27	0,00
Sum:				0,00	30,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	0,0	0,001	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,003	0,00	0,00	0,00
3	0,0	0,0	0,001	0,00	23,51	0,00
4	0,0	0,0	-0,001	0,00	3,20	0,00
5	0,0	0,0	0,004	0,00	7,62	0,00
6	0,0	0,0	-0,006	0,00	27,71	0,00
7	0,0	0,0	-0,003	0,00	-6,11	0,00
Sum:				0,00	56,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	0,0	0,001	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,002	0,00	0,00	0,00
3	0,0	0,0	0,001	0,00	16,80	0,00
4	0,0	0,0	-0,001	0,00	2,22	0,00
5	0,0	0,0	0,003	0,00	5,44	0,00
6	0,0	0,0	-0,004	0,00	10,90	0,00
7	0,0	0,0	-0,002	0,00	-4,36	0,00
Sum:				0,00	40,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,0	0,000	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,001	0,00	0,00	0,00
3	0,0	0,0	0,000	0,00	10,08	0,00
4	0,0	0,0	-0,000	0,00	1,40	0,00
5	0,0	0,0	0,002	0,00	3,27	0,00
6	0,0	0,0	-0,003	0,00	11,88	0,00
7	0,0	0,0	-0,001	0,00	-2,62	0,00
Sum:				0,00	24,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,0	-0,003	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,001	0,00	0,00	0,00
3	0,0	0,0	-0,002	0,00	6,28	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	4,47	0,00
5	0,0	0,0	0,000	0,00	8,99	0,00
6	0,0	0,0	-0,001	0,00	6,42	0,00
7	0,0	0,0	-0,001	0,00	-0,45	0,00
Sum:				0,00	25,71	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,0	-0,002	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,000	0,00	0,00	0,00
3	0,0	0,0	-0,001	0,00	4,25	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	3,02	0,00
5	0,0	0,0	0,000	0,00	6,09	0,00
6	0,0	0,0	-0,001	0,00	4,35	0,00
7	0,0	0,0	-0,000	0,00	-0,31	0,00
Sum:				0,00	17,40	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,0	0,002	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,002	0,00	6,16	0,00
3	0,0	0,0	-0,001	0,00	36,14	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	-0,35	0,00
5	0,0	0,0	0,000	0,00	42,06	0,00
6	0,0	0,0	0,000	0,00	-0,02	0,00
7	0,0	0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	84,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	0,0	0,001	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,001	0,00	2,20	0,00
3	0,0	0,0	-0,000	0,00	12,91	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	0,12	0,00
5	0,0	0,0	-0,000	0,00	15,02	0,00
6	0,0	0,0	-0,000	0,00	-0,01	0,00
7	0,0	0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	30,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	0,0	0,001	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,001	0,00	4,11	0,00
3	0,0	0,0	-0,001	0,00	24,10	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	0,23	0,00
5	0,0	0,0	-0,000	0,00	28,04	0,00
6	0,0	0,0	-0,000	0,00	-0,01	0,00
7	0,0	0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	56,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	0,0	0,001	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,001	0,00	2,93	0,00
3	0,0	0,0	-0,000	0,00	17,21	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	-0,17	0,00
5	0,0	0,0	-0,000	0,00	20,03	0,00
6	0,0	0,0	-0,000	0,00	-0,01	0,00
7	0,0	0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	40,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	0,0	0,000	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,000	0,00	1,76	0,00
3	0,0	0,0	-0,000	0,00	10,33	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	0,10	0,00
5	0,0	0,0	-0,000	0,00	12,02	0,00
6	0,0	0,0	-0,000	0,00	-0,00	0,00
7	0,0	0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	24,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

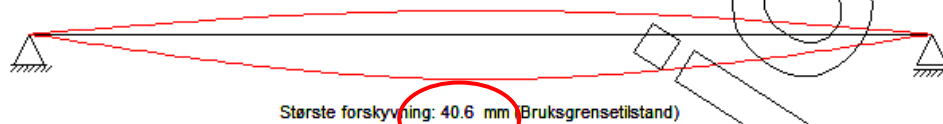
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	-0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,000	0,00	3,04	0,00
3	0,0	0,0	0,001	0,00	5,85	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	0,11	0,00
5	0,0	0,0	-0,001	0,00	6,12	0,00
6	0,0	0,0	-0,000	0,00	2,45	0,00
7	0,0	-0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	26,57	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN·m]
1	0,0	-0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,000	0,00	2,06	0,00
3	0,0	0,0	0,001	0,00	3,96	0,00
4	0,0	0,0	0,000	0,00	0,10	0,00
5	0,0	0,0	-0,001	0,00	4,14	0,00
6	0,0	0,0	-0,000	0,00	1,06	0,00
7	0,0	-0,0	-0,000	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	17,98	

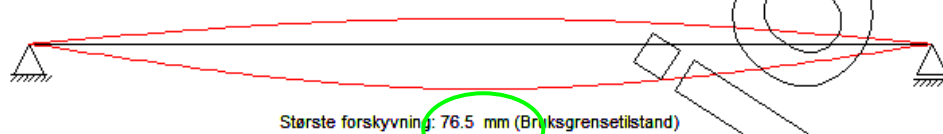
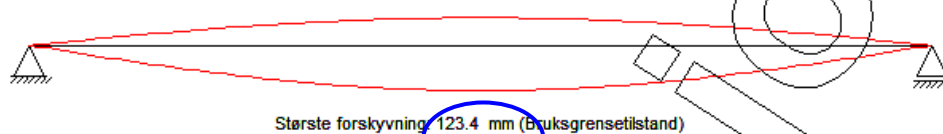
1. STATISKE BEREGNINGER basert på lineær teori

1.1 Forskyvningsdiagram



2. KAPASITETSKONTROLL basert på lineær teori



1. STATISKE BEREGNINGER basert på lineær teori**1.1 Forskyvningsdiagram****2. KAPASITETSKONTROLL basert på lineær teori****1. STATISKE BEREGNINGER basert på lineær teori****1.1 Forskyvningsdiagram****2. KAPASITETSKONTROLL basert på lineær teori**

VEDLEGG 3

FULLSTENDIG BEREGNING AV BRU OVER SMÅDØLELVA

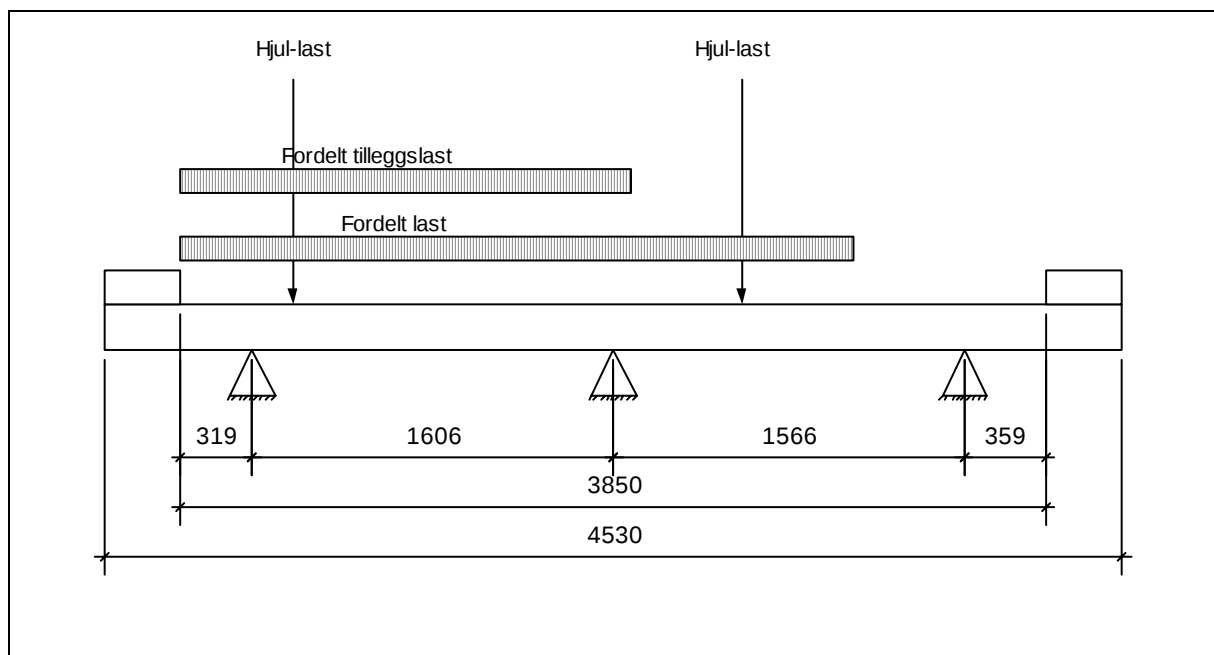


Brua har tre bjelker, og spenner 8,65 m. Brua har betongdekk som ser ut til å holde dagens krav. Brua har kjørebredde på 3,85 m. Det finnes ikke byggetegninger for bru.

I følge Håndbok 238 "Bruklassifisering" utgitt av Statens Vegvesen (2003a) skal følgende laster legges til grunn ved klassifisering etter bruksklassemetoden, når det er Bk T8.

• Last fremre aksel	160 kN
• Last fremre boggi	160 kN
• Last bakre boggi	65 kN
• Last midtre trippelboggi	140 kN
• Last fremre og bakre trippelboggi	70 kN
• Aksellast i totallast tilfelle	40 kN
• Totallast kjøretøy	280 kN
• Totallast vogntog	400 kN
• Tilleggslast vogntog	6 kN/m

Jeg legger disse belastningene inn i beregningsprogrammet Focus, som vist på figur 1. Her setter jeg lastkoeffisientene til en, og jeg kan dermed lese av belastningene på den verst belastede bjelken som oppleggskreftene.



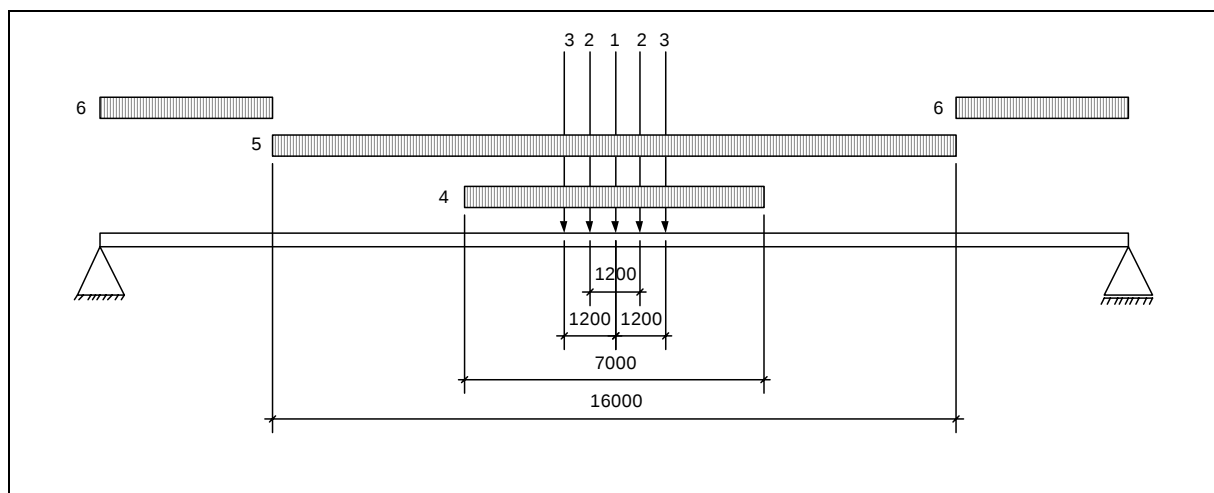
Figur 1: Snitt av brua med lastfordeling.

Dette gir følgende laster for bjelken:

• Last fremre aksel	54,36 kN
• Last fremre boggi	54,36 kN
• Last bakre boggi	19,42 kN
• Last midtre trippelboggi	40,77 kN

- | | |
|-------------------------------------|------------|
| • Last fremre og bakre trippelboggi | 29,12 kN |
| • Aksellast i totallast tilfelle | 15,53 kN |
| • Totallast kjøretøy | 23,96 kN/m |
| • Totallast vogntog | 14,97 kN/m |

Disse lastene legger jeg så på nytt inn i Focus, men denne gangen direkte på bjelken som vist i figur 2. Tilleggslasten for vogntog gjelder bare ved spenn over 16 m og er derfor ikke tatt med her. Mine målinger viser at bjelkene er tilnærmet lik profilen IPE500. I tillegg til lastene som er nevnt over, bidrar overbygningen med en jevnt fordelt last på 11 kN/m langs bjelken.



Figur 2: Belastninger på bjelken: 1 = Last fremre aksel, last midtre trippelboggi og aksellast i totallast tilfelle. 2 = Last fremre og bakre boggi. 3 = Last fremre og bakre trippelboggi. 4 = Totallast kjøretøy. 5 = Totallast vogntog. 6 = Tilleggslast vogntog.

Andre forutsetninger:

- Bruker lastkombinasjoner og lastkoeffisienter som følger normaler for bruklassifisering (Statens Vegvesen 2003).
- Øvre bjelkeflens er innstøpt, og bjelken er derfor helt avstivet mot vipping.

Så kjører jeg beregningen. Denne gir meg en maksimal kapasitetsutnyttelse på bjelken på 95,6 %. Denne kontrollen viser altså at bjelken holder. Maksimal nedbøyning blir 27,8 mm. Når man så sammenligner dette med tillatt nedbøyning ifølge normalene får man:

- Tillatt bjelke 1: $L/350 = 24,7 \text{ mm} < 27,8 \text{ mm}$

Ser altså at man ikke greier nedbøyningskravet på bjelken. Dette er imidlertid det kravet som er "minst farlig" å fravike, og brua kan nok skiltes med Bk T8 hvis de andre forutsetningene stemmer.

På de følgende sidene kommer utdrag av beregningene. Her er de tallene som er gjengitt i teksten ringet rundt. Den programvaren jeg har brukt er enormt dyr i innkjøp, og det er derfor en studentversjon skolen har tilgjengelig. Dette medfører dessverre at jeg ikke får redigert utskriftene slik jeg ønsker.

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,1	0,018	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,018	0,00	43,46	0,00
3	0,0	0,0	0,025	0,00	54,36	0,00
5	0,0	0,0	-0,041	0,00	14,18	0,00
7	0,0	0,3	-0,041	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	112,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,0	0,008	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,008	0,00	15,52	0,00
3	0,0	0,0	0,011	0,00	19,42	0,00
5	0,0	0,0	-0,018	0,00	5,06	0,00
7	0,0	0,1	-0,018	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	40,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,1	0,016	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,016	0,00	32,00	0,00
3	0,0	0,0	0,022	0,00	40,77	0,00
5	0,0	0,0	-0,037	0,00	10,65	0,00
7	0,0	0,2	-0,037	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	84,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Oppleggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,1	0,012	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,012	0,00	23,28	0,00
3	0,0	0,0	0,016	0,00	29,12	0,00
5	0,0	0,0	-0,026	0,00	7,59	0,00
7	0,0	0,2	-0,026	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	60,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opbyggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,0	0,006	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,006	0,00	12,42	0,00
3	0,0	0,0	0,009	0,00	15,53	0,00
5	0,0	0,0	-0,014	0,00	4,05	0,00
7	0,0	0,1	-0,014	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	32,00	

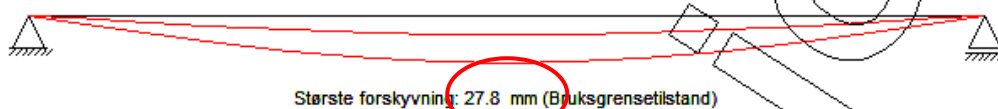
2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opbyggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,1	0,010	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,011	0,00	13,27	0,00
3	0,0	0,0	0,002	0,00	23,96	0,00
5	0,0	0,0	-0,008	0,00	2,76	0,00
7	0,0	0,0	-0,008	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	39,99	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER

Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opbyggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	0,0	0,006	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	0,007	0,00	8,29	0,00
3	0,0	0,0	0,001	0,00	14,97	0,00
5	0,0	0,0	-0,005	0,00	1,72	0,00
7	0,0	0,0	-0,005	0,00	0,00	0,00
Sum:				0,00	24,99	

1.1 Forskyvningsdiagram



2. KAPASITETSKONTROLL basert på lineær teori



VEDLEGG 4

FULLSTENDIG BEREGNING AV BRU OVER BORGEÅI



Brua har fire bjelker, som spenner 12,85 m. Brua har tredekke som er i svært dårlig stand, og vil sannsynligvis gjøre at brua må nedklassifiseres. Jeg har allikevel valgt å ta den med for å få flere bruer å sammenlikne metoden min med. Brua har kjørebredde 3,1 m. Det finnes ikke byggetegninger for brua.

I følge Håndbok 238 "Bruklassifisering" utgitt av Statens Vegvesen (2003a) skal følgende laster legges til grunn ved klassifisering etter Aksellast/totalvekt-metoden.

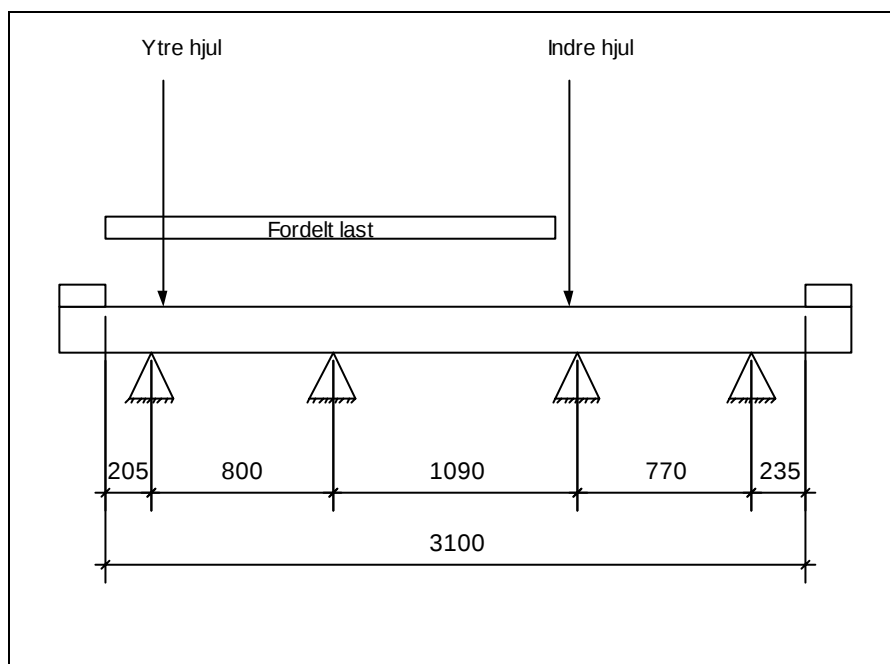
• Last fremre aksel	0,75A
• Last fremre boggi	1,40A
• Last bakre boggi	0,50A
• Totalvekt	2,25A

A er gitt som tillat aksellast. I tillegg skal områdene foran og bak disse punktlastene belastes med en jevnt fordelt tilleggslast.

Jeg prøver med 8 tonn aksellast, og 18 tonn totalvekt. Det gir følgende laster:

• Last fremre aksel	60 kN
• Last fremre boggi	112 kN
• Last bakre boggi	40 kN
• Tilleggslast	6 kN/m

Jeg legger disse belastningene inn i beregningsprogrammet Focus, som vist på figur 1. Her setter jeg lastkoeffisientene til en, og jeg kan dermed lese av belastningene på den verst belastede bjelken som oppleggskreftene.

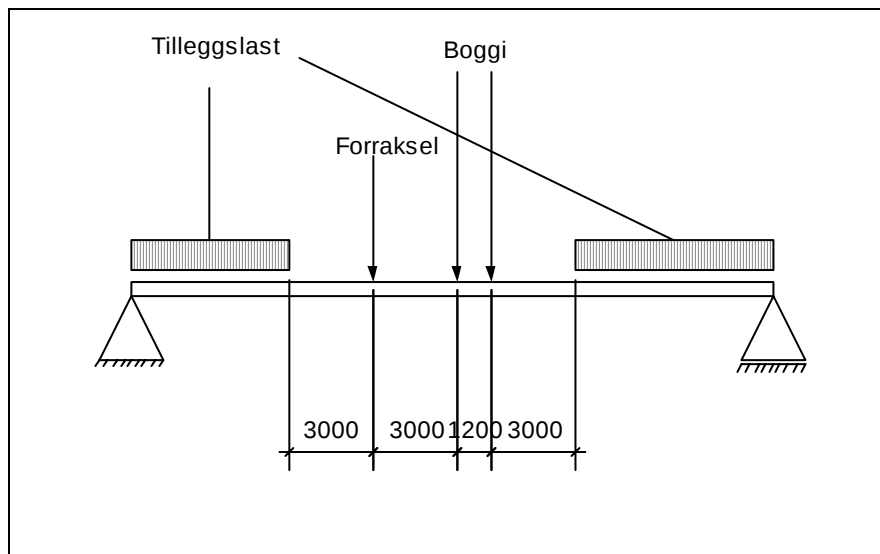


Figur 1: Snitt av brua med lastfordeling.

Dette gir:

- | | |
|-------------------------|-----------|
| • Hjullast fremre aksel | 27,82 kN |
| • Hjullast fremre boggi | 51,92 kN |
| • Hjullast bakre boggi | 18,54 kN |
| • Tilleggslast | 1,39 kN/m |

Disse lastene legger jeg så på nytt inn i Focus, men denne gangen direkte på bjelken som vist i figur 2. Mine målinger viser at bjelkene er tilnærmet lik profilen IPE500. I tillegg til lastene som er nevnt over, bidrar overbygningen med en jevnt fordelt last på 3 kN/m langs bjelken.



Figur 2: Belastninger på bjelken.

Andre forutsetninger:

- Bruker lastkombinasjoner og lastkoeffisienter som følger normaler for brukklassifisering (Statens Vegvesen 2003).
- Bjelkene er avstivet i 1/5-punktene og lengste mulige vippelengde blir da 3212 mm.

Så kjører jeg beregningen. Denne gir meg en maksimal kapasitetsutnyttelse på 98 %. Denne kontrollen viser altså at bjelken holder. Maksimal nedbøyning blir 54,4 mm. Når man så sammenligner dette med tillatt nedbøyning ifølge normalene får man:

$$\text{Tillatt } L/350 = 36,7 \text{ mm} < 54,4 \text{ mm}$$

Ser altså at man ikke greier nedbøyningskravet. Dette er imidlertid det kravet som er ”minst farlig” å fravike, og brua kan nok skiltes med 8 tonns akseltrykk hvis de andre forutsetningene stemmer.

På de følgende sidene kommer utdrag av beregningene. Her er de tallene som er gjengitt i teksten ringet rundt. Den programvaren jeg har brukt er enormt dyr i innkjøp, og det er derfor

en studentversjon skolen har tilgjengelig. Dette medfører dessverre at jeg ikke får redigert utskriftene slik jeg ønsker.

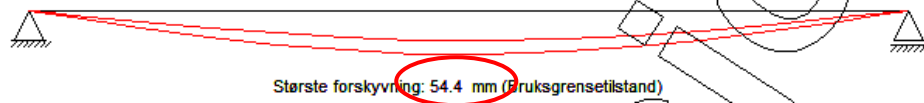
2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,1	-0,009	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,015	0,00	24,39	0,00
3	0,0	0,0	-0,007	0,00	7,40	0,00
4	0,0	0,0	0,001	0,00	27,82	0,00
5	0,0	0,0	-0,000	0,00	0,40	0,00
6	0,0	0,0	0,000	0,00	0,00	0,00
Sum				0,00	60,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,2	-0,017	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,028	0,00	45,52	0,00
3	0,0	0,0	-0,013	0,00	12,81	0,00
4	0,0	0,0	0,002	0,00	51,92	0,00
5	0,0	0,0	-0,000	0,00	0,74	0,00
6	0,0	0,0	0,000	0,00	0,00	0,00
Sum				0,00	112,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,1	-0,006	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,010	0,00	16,26	0,00
3	0,0	0,0	-0,005	0,00	4,93	0,00
4	0,0	0,0	0,001	0,00	18,54	0,00
5	0,0	0,0	-0,000	0,00	0,27	0,00
6	0,0	0,0	0,000	0,00	0,00	0,00
Sum				0,00	40,00	

2.1 KNOTEPUNKTSRESULTATER						
Knutepunkt nr	Forskyvninger			Residualkrefter/(Opplaggskrefter)		
	u [mm]	w [mm]	rot [deg]	Rx [kN]	Rz [kN]	M [kN-m]
1	0,0	-0,0	-0,001	0,00	0,00	0,00
2	0,0	0,0	-0,002	0,00	2,17	0,00
3	0,0	0,0	0,000	0,00	3,25	0,00
4	0,0	0,0	-0,001	0,00	1,39	0,00
5	0,0	0,0	0,000	0,00	-0,20	0,00
6	0,0	-0,0	0,000	0,00	0,00	0,00
Sum				0,00	6,61	

1.1 Forskyvningsdiagram



2. KAPASITETSKONTROLL basert på lineær teori



VEDLEGG 5

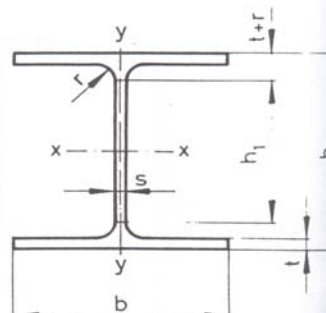
TABELLER OVER STANDARDPROFILENE IPE, HEA OG HEB

Varmvalsede HE-A-bjelker

Dimensjoner etter NS 1907.

Materiale: Etter NS 121xx-serien,
f.eks. Stål NS 12123-00 (RSt 37-2) som er vanlig
lagerført kvalitet i Norge.

Betegnelseseksempel:
Bjelke NS 1907 HE 360 A Stål NS 12 123-00



Bete- gelse	m kg/m ¹⁾	Mål i mm						A mm ² x10 ³	Overflate	
		h	b	s	t	r	h ₁ ²⁾		m ² /m	m ² t
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	56	2,12	0,561	33,6
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	74	2,53	0,677	34,1
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	92	3,14	0,794	32,2
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	104	3,88	0,906	29,8
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	122	4,53	1,02	28,9
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	134	5,38	1,14	26,8
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	152	6,43	1,26	24,9
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	164	7,68	1,37	22,7
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	177	8,68	1,48	21,8
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	196	9,73	1,60	21,0
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	208	11,2	1,72	19,4
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	225	12,4	1,76	18,0
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	243	13,3	1,79	17,1
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	261	14,3	1,83	16,4
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	298	15,9	1,91	15,3
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	344	17,8	2,01	14,4
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	290	19,8	2,11	13,6
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	438	21,2	2,21	13,3
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	486	22,6	2,31	13,0
HE 650 A	190	640	300	13,5	26	27	534	24,2	2,41	12,7
HE 700 A	204	690	300	14,5	27	27	582	26,0	2,50	12,3
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	674	28,6	2,70	12,0
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	770	32,0	2,90	11,5
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31	30	868	34,7	3,10	11,4

¹⁾ Når partiet ved levering fra lager ikke blir veid, brukes ved fakturering konvensjonell handelsvekt som ligger ca. 2 % høyere enn tabellverdiene.

²⁾ Avrundet nedover.

HE 650 A til HE 1000 A lagerføres sjelden i Norge.

Lagerført lengde: 12–18 m (vanligvis 12 m).

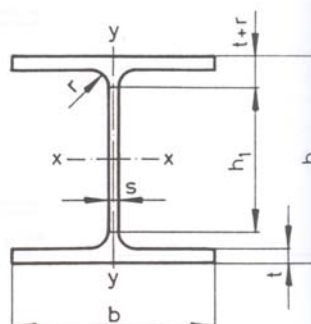
Bete- neise	For bøyingsakse								I _t mm ⁴ x10 ³	S _x mm ³ x10 ³	s _x mm	C mm ⁴ x10 ⁹	Flenshull			
	x - x				y - y								avst.		diam.	
	I _x mm ⁴ x10 ⁶	W _x mm ³ x10 ³	i _x mm	W _{px} mm ³ x10 ³	I _y mm ⁴ x10 ⁶	W _y mm ³ x10 ³	i _y mm	W _{py} mm ³ x10 ³					w ₁ mm	w ₂ mm	metr. mm	UNC mm
HE 100 A	3,49	72,8	40,6	83	1,34	26,8	25,1	40,0	52,6	41,5	84,1	2,581	56	—	13	13,5
HE 120 A	6,06	106	48,9	119	2,31	38,5	30,2	57,6	60,2	59,7	101	6,472	66	—	17	17
HE 140 A	10,3	155	57,3	173	3,89	55,6	35,2	83,3	81,6	86,7	119	15,06	76	—	21	21
HE 160 A	16,7	220	65,7	246	6,16	76,9	39,8	115	123	123	136	31,41	86	—	23	24
HE 180 A	25,1	294	74,5	324	9,25	103	45,2	154	149	162	155	60,21	100	—	25	27
HE 200 A	36,9	389	82,8	430	13,4	134	49,8	200	211	215	172	108,0	110	—	25	27
HE 220 A	54,1	515	91,7	568	19,5	178	55,1	266	286	284	190	193,3	120	—	25	27
HE 240 A	77,6	675	101	744	27,7	231	60,0	346	417	372	209	328,5	94	35	25	27
HE 260 A	104,5	836	110	920	36,7	282	65,0	423	526	460	227	516,4	100	40	25	27
HE 280 A	136,7	1010	119	1112	47,6	340	70,0	510	624	556	246	785,4	110	45	25	27
HE 300 A	182,6	1260	127	1384	63,1	421	74,9	630	856	692	264	1200	120	45	28	30
HE 320 A	229,3	1480	136	1628	69,9	466	74,9	698	1080	814	282	1512	120	45	28	30
HE 340 A	276,9	1680	144	1850	74,4	496	74,6	743	1280	925	299	1824	120	45	28	30
HE 400 A	330,9	1890	152	2080	78,9	526	74,3	788	1490	1040	317	2177	120	45	28	30
HE 400 A	450,7	2310	168	2560	85,6	571	73,4	855	1900	1280	352	2942	120	45	28	30
HE 450 A	637,2	2900	189	3220	94,7	631	72,9	945	2450	1610	396	4148	120	45	28	30
HE 500 A	869,7	3550	210	3940	103,7	691	72,4	1035	3100	1970	441	5643	120	45	28	30
HE 550 A	1119	4150	230	4620	108,2	721	71,5	1080	3530	2310	484	7189	120	45	28	30
HE 600 A	1412	4790	250	5360	112,7	751	70,5	1125	3990	2680	528	8978	120	45	28	30
HE 650 A	1752	5470	269	6140	117,2	782	69,7	1170	4500	3070	571	11027	120	45	28	30
HE 700 A	2153	6240	288	7040	121,8	812	68,4	1215	5150	3520	612	13352	120	45	28	28
HE 800 A	3034	7680	326	8700	126,4	843	66,5	1260	5990	4350	698	18290	130	40	28	30
HE 900 A	4221	9480	363	10820	135,5	903	65,0	1350	7390	5410	781	24962	130	40	28	30
HE 1000 A	5538	11190	400	12820	140,0	934	63,5	1395	8250	6410	864	32074	130	40	28	30

Varmvalsede HE-B-bjelker

Dimensjoner etter NS 1908.

Materiale: Etter NS 121xx-serien,
f.eks. Stål NS 12123-00 (RSt 37-2) som er vanlig
lagerført kvalitet i Norge.

Betegnelseksempel:
Bjelke NS 1908 HE 360 B NS 12 123-00



Beteg- nelse	m kg/m ¹⁾	Mål i mm						A mm ² x10 ³	Overflate	
		h	b	s	t	r	h ₁ ²⁾		m ² /m	m ² /t
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	56	2,60	0,567	27,8
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	74	3,40	0,686	25,7
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	92	4,30	0,805	23,9
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	104	5,43	0,918	21,5
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	122	6,53	1,04	20,3
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	134	7,81	1,15	18,8
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	152	9,10	1,27	17,8
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	164	10,6	1,38	16,6
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	177	11,8	1,50	16,1
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	196	13,1	1,62	15,7
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	208	14,9	1,73	14,8
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	225	16,1	1,77	13,9
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	243	17,1	1,81	13,4
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	261	18,1	1,85	13,0
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	298	19,8	1,93	12,4
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	344	21,8	2,03	11,8
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	390	23,9	2,12	11,4
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	438	25,4	2,22	11,2
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	486	27,0	2,32	11,0
HE 650 B	225	650	300	16	31	27	534	28,6	2,42	10,8
HE 700 B	241	700	300	17	32	27	582	30,6	2,52	10,5
HE 800 B	262	800	300	17,5	33	30	674	33,4	2,71	10,3
HE 900 B	291	900	300	18,5	35	30	770	37,1	2,91	10,0
HE 1000 B	314	1000	300	19	36	30	868	40,0	3,11	9,9

¹⁾ Når partiet ved levering fra lager ikke blir veid, brukes ved fakturering konvensjonell handelsvekt som ligger ca. 2 % høyere enn tabellverdiene.

²⁾ Avrundet nedover.

HE 650 B til HE 1000 B lagerføres sjelden i Norge.

Lagerført lengde: 12–18 m (vanligvis 12 m).

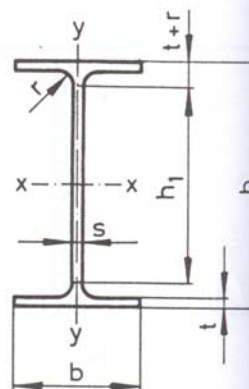
Beteg- nelse	For bøyingsakse								I _t	S _x	s _x	C	Flenshull			
	x - x				y - y								avst.		diam.	
	I _x	W _x	i _x	W _{px}	I _y	W _y	i _y	W _{py}					w ₁	w ₂	metr.	UNC
	mm ⁴ x10 ⁶	mm ³ x10 ³	mm	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ⁶	mm ³ x10 ³	mm	mm ³ x10 ³	mm ⁴ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ⁶ x10 ⁹	mm	mm	mm	mm
HE 100 B	4,50	88,9	41,6	104	1,67	33,5	25,3	50,0	92,9	52,1	86,3	3,375	56	—	13	13,5
HE 120 B	8,64	144	50,4	165	3,18	52,9	30,6	79,2	139	82,6	105	9,410	66	—	17	17
HE 140 B	15,1	216	59,3	246	5,50	78,5	35,8	118	201	123	123	22,48	76	—	21	21
HE 160 B	24,9	311	67,8	354	8,89	111	40,5	166	314	177	141	47,94	86	—	23	24
HE 180 B	38,3	426	76,6	482	13,6	151	45,7	227	423	241	159	93,75	100	—	25	27
HE 200 B	57,0	570	85,4	642	20,0	200	50,7	300	595	321	177	171,1	110	—	25	27
HE 220 B	80,9	736	94,3	828	28,4	258	55,9	387	768	414	196	295,4	120	—	25	27
HE 240 B	112,6	938	103	1054	39,2	327	60,8	490	1030	527	214	486,9	96	35	25	27
HE 260 B	149,2	1150	112	1282	51,3	395	65,8	592	1240	641	233	753,7	106	40	25	27
HE 280 B	192,7	1380	121	1534	65,9	471	70,9	706	1440	767	251	1130	110	45	25	27
HE 300 B	251,7	1680	130	1868	85,6	571	75,8	855	1860	934	269	1688	120	45	28	30
HE 320 B	308,2	1930	138	2140	92,4	616	75,7	923	2260	1070	286	2069	120	45	28	30
HE 340 B	366,6	2160	146	2400	96,9	646	75,3	968	2580	1200	304	2454	120	45	28	30
HE 360 B	431,9	2400	155	2680	101,4	676	74,9	1013	2930	1340	322	2883	120	45	28	30
HE 400 B	576,8	2880	171	3240	108,2	721	74,0	1080	3570	1620	357	3817	120	45	28	30
HE 450 B	798,9	3550	191	3980	117,2	781	73,3	1170	4420	1990	401	5258	120	45	28	30
HE 500 B	1072	4290	212	4820	126,2	842	72,7	1260	5400	2410	445	7018	120	45	28	30
HE 550 B	1367	4970	232	5600	130,8	872	71,7	1305	6020	2800	489	8856	120	45	28	30
HE 600 B	1710	5700	252	6420	135,3	902	70,8	1350	6690	3210	532	10965	120	45	28	30
HE 650 B	2106	6480	271	7320	139,8	932	69,9	1395	7410	3660	575	13363	120	45	28	30
HE 700 B	2569	7340	290	8320	144,4	963	68,7	1440	8330	4160	617	16064	126	45	28	30
HE 800 B	3591	8980	328	10220	149,0	994	66,8	1485	9490	5110	702	21840	130	40	28	30
HE 900 B	4941	10980	365	12580	158,2	1050	65,3	1575	11400	6290	785	29461	130	40	28	30
HE 1000 B	6447	12890	401	14860	162,8	1090	63,8	1620	12600	7430	868	37637	130	40	28	30

Varmvalsede IPE-bjelker

Dimensjoner etter NS 1910.

Materiale: Etter NS 121xx-serien,
f.eks. Stål NS 12122-00 (USt 37-2) som er vanlig
lagerført kvalitet i Norge.

Betegnelseseksempel: Bjelke NS 1910 IPE 200 Stål NS 12122-00



Beteg- nelse	m kg/m ¹⁾	Mål i mm						A mm ² x10 ³	Overflate	
		h	b	s	t	r	h ₁ ²⁾		m ² /m	m ² /t
IPE 80	6,00	80	46	3,8	5,2	5	59	0,764	0,328	54,8
IPE 100	8,10	100	55	4,1	5,7	7	74	1,03	0,400	49,5
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	93	1,32	0,475	45,6
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	112	1,64	0,551	42,6
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	127	2,01	0,623	39,4
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9	146	2,39	0,698	37,1
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	159	2,85	0,768	34,3
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	177	3,34	0,848	32,4
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	190	3,91	0,922	30,0
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	219	4,59	1,04	28,8
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	248	5,38	1,16	27,5
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	271	6,26	1,25	25,5
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18	298	7,27	1,35	23,6
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	331	8,45	1,47	22,2
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	378	9,88	1,61	20,7
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21	426	11,6	1,74	19,2
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	467	13,4	1,88	17,7
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24	514	15,6	2,01	16,6

1) Når partiet ved levering fra lager ikke blir veid, brukes ved fakturering konvensjonell handelsvekt som er ca. 2 % høyere enn tabellverdiene.

2) Avrundet nedover.

Lagerført lengde: 12–18 m (vanligvis 12 m).

Beteg- nelse	For bøyingsakse													Flenshull		
	x - x				y - y				avst. w mm					diam. ¹⁾		
	I _x mm ⁴ x10 ⁶	W _x mm ³ x10 ³	i _x mm	W _{px} mm ³ x10 ³	I _y mm ⁴ x10 ⁶	W _y mm ³ x10 ³	i _y mm	W _{py} mm ³ x10 ³						metr. mm	UNC mm	
IPE 80	0.801	20,0	32,4	23,2	0,0849	3,69	10,5	5,50	7,00	11,6	69,0	0,118	26	—	—	
IPE 100	1,71	34,2	40,7	39,4	0,159	5,79	12,4	8,62	12,1	19,7	86,8	0,351	30	—	—	
IPE 120	3.18	53,0	49,0	60,8	0,277	8,65	14,5	12,9	17,4	30,4	105	0,890	36	—	—	
IPE 140	5,41	77,3	57,4	88,4	0,449	12,3	16,5	18,4	24,5	44,2	123	1,981	40	—	—	
IPE 160	8,69	109	65,8	124	0,683	16,7	18,4	24,9	36,2	61,9	140	3,959	44	13	13,5	
IPE 180	13,2	146	74,2	166	1,01	22,2	20,5	33,1	48,0	83,2	158	7,431	50	13	13,5	
IPE 200	19,4	194	82,6	220	1,42	28,5	22,4	42,5	70,2	110	176	12,99	56	13	13,5	
IPE 220	27,7	252	91,1	286	2,05	37,3	24,8	55,7	91,0	143	194	22,67	60	17	17	
IPE 240	38,9	324	99,7	366	2,84	47,3	26,9	70,6	129	183	212	37,39	68	17	17	
IPE 270	57,9	429	112	484	4,20	62,2	30,2	93,0	160	242	239	70,58	72	21/17	21	
IPE 300	83,6	557	125	628	6,04	80,5	33,5	120	202	314	266	125,9	80	23	24	
IPE 330	117,7	713	137	804	7,88	98,5	35,5	147	283	402	293	199,1	86	25/23	27	
IPE 360	162,7	904	150	1020	10,4	123	37,9	184	375	510	319	313,6	90	25	27	
IPE 400	231,3	1160	165	1308	13,2	146	39,5	219	514	654	354	490,0	96	28/25	30	
IPE 450	337,4	1500	185	1702	16,8	176	41,2	264	671	851	397	791,0	106	28	30	
IPE 500	482,0	1930	204	2200	21,4	214	43,1	320	897	1100	439	1249	110	28	30	
IPE 550	671,2	2440	223	2780	26,7	254	44,5	379	1240	1390	482	1884	116	28	30	
IPE 600	920,8	3070	243	3520	33,9	308	46,6	460	1660	1760	524	2846	120	28	30	

1) For nagler og skruer med mindre diameter enn angitt i tabellen, kan de samme rotmål brukes. Hvor det er angitt to verdier for d, brukes det minste mål for friksjonsskruer.