

Vegdirektoratet
Biblioteket

Pb. 6706 Etterstad, 0609 Oslo
E-post: biblvd@vegvesen.no

11 -77

Håndbok-017

Vegnormalene

GEOMETRISK UTFORMING

1977



STATENS VEGVESEN

MAG

Utdrag av
geometrisk utforming

**BIBLIOTEKET
VEGDIREKTORATET**

Vegdirektoratet
Biblioteket



003804TY0

**BIBLIOTEKET
VEGDIREKTORATET**

FORORD

Vegnormalenes del - Geometrisk utforming ble opprinnelig utgitt i løsbladsystem i A4 format.

I likhet med de andre deler av Vegnormalene utgis Geometrisk utforming nå, som hefte i A4 format.

Dette hefte er ajourført som normalene forelå pr. 1. november 1977. Ny, revidert utgave vil bli utsendt høsten 1978.

Aktuelle revisjoner vil fortsatt blir tilsendt innehaverne av ringperm-utgaven.

Oslo, 1. november 1977

Vegdirektoratet



STATENS VEGVESEN

FORSKRIFTER FOR ANLEGG AV VEG



Det kongelige Samferdselsdepartement har i brev av 21. juni 1968 og 17. april 1974 fastsatt følgende forskrifter for anlegg av veg:

FORSKRIFTER FOR ANLEGG AV VEG

I medhold av § 13 i vegloven av 21. juni 1963 fastsetter Samferdselsdepartementet følgende forskrifter for anlegg av veg:

1. Forskriftenes virkeområde

Disse forskrifter og de forskrifter og vegnormaler som fastsettes etter punkt 6, gjelder ved bygging og utbedring av riksveger utenfor områder med bymessig bebyggelse. Ved utbedring kan disse forskrifter fravikes i den utstrekning vegdirektøren bestemmer.

Disse forskrifter gjelder også ved bygging og utbedring av fylkesveg og kommunal veg utenfor bymessig bebyggede områder. For fylkesveg kan unntak gjøres av vegdirektøren og for kommunal veg av fylkesvegsjefen.

Vegdirektøren bestemmer i hvilken utstrekning de detaljerte normaler og spesielle forskrifter som han utferdiger, jfr punkt 6, skal være bindende eller veiledende for bygging og utbedring av fylkesveg og kommunal veg.

2. Typer og klasser av veger

Veg skal anlegges som en av følgende typer:

- A. Motor-A-veg, som er forbeholdt motorkjøretøyer og ikke har kryss med offentlig veg eller jernbane i plan.
Motor-B-veg, som er forbeholdt motorkjøretøyer, men har kryss i plan.
- B. Veg uten direkte avkjørsler til eiendommene langs vegen.
- C. Veg med begrenset antall avkjørsler.



STATENS VEGVESEN

FORSKRIFTER FOR ANLEGG AV VEG



- 2 -

D. Adkomstveg.

Veg skal anlegges som en av følgende klasser:

Vegklasse I med fire eller flere kjørefelt:

- a. Med midtdeler og bredde som fastsettes i hvert enkelt tilfelle.
- b. Uten midtdeler og med 15 meter kjørebane og $1\frac{1}{2}$ meter skulder.

Vegklasse II med to kjørefelt:

- b. 7 meter kjørebane og $1\frac{1}{2}$ meter skulder
- c. $6\frac{1}{2}$ meter kjørebane og 1 meter skulder
- d. 6 meter kjørebane og $\frac{1}{2}$ meter skulder
- e. 5 meter kjørebane og $\frac{1}{2}$ meter skulder

Vegklasse III med ett kjørefelt:

3 meter kjørebane og $\frac{1}{2}$ meter skulder

For vegklasse I b, II b og II c reduseres skulderbredden med 50% i kostbart terreng.

3. Dimensjonerende trafikk

Forventet trafikkmengde 20 år fram i tiden skal vanligvis legges til grunn for utforming av ny veg. Utbyggingen kan likevel skje etappevis i takt med trafikktviklingen i den utstrekning det er teknisk mulig og økonomisk fordelaktig.

4. Dimensjonerende kjøretøyer

Veg skal anlegges slik at den under normale forhold kan trafikkeres av kjøretøyer med

inntil 10 tonn akseltrykk

inntil 16 tonn boggitrykk



STATENS VEGVESEN

FORSKRIFTER FOR ANLEGG AV VEG



- 3 -

inntil $4\frac{1}{2}$ meter høyde

og som ikke beslaglegger en større del av vegbredden enn en semitrailer med

total lengde	15,00 meter
overheng foran	1,20 "
akselavstander regnet forfra	3,15 "
	1,30 "
	6,70 "
	1,30 "
avstand fra foraksel til svingpunkt ("Kingpin")	3,40 "
bredde	2,50 "
og minste svingradius for ytre forhjul	12,50 "

Belastningsforskrifter for bruer vil bli fastsatt av departementet etter forslag fra Vegdirektoratet.

Adkomstveg og annet veganlegg hvor det ikke er vesentlig behov for trafikk med store vogner eller vogntog, og kryss mellom slike veger og andre veger, kan likevel dimensjoneres for kjøretøyer med sporings-egenskaper ikke mindre gunstige enn for en lastebil med

akselavstand	6,50 meter
overheng foran	1,50 "
" bak	3,00 "
bredde	2,50 "
og minste svingradius for ytre forhjul	12,50 "

5. Dimensjonerende hastighet og maksimal stigning

Veg skal anlegges etter en bestemt dimensjonerende hastighet som fastsettes på grunnlag av terreng og antatt trafikkmengde og under hensyn til økonomi og trafiksikkerhet. For de vegklasser som er angitt i punkt 2, skal den dimensjonerende hastighet vanligvis ligge innenfor de intervaller som fremgår av tabellen på neste side.



STATENS VEGVESEN

FORSKRIFTER FOR ANLEGG AV VEG



- 4 -

I tabellen er også oppgitt maksimal stigning for veg i de forskjellige klasser.

<u>Vegklasse</u>	<u>Hastighet</u>	<u>Maks stigning</u>
I a	80 - 120 km/t	60 0/00
I b	70 - 100 "	70 "
II b	60 - 100 "	80 "
II c	60 - 90 "	80 "
II d	50 - 90 "	90 "
II e	40 - 80 "	95 "
III	30 - 70 "	100 "

6. Fullmakt

Vegdirektøren gis fullmakt til å fastsette detaljerte vegnormaler for riksveger i samsvar med forskriftene ovenfor.

For utførelse av vegens fundament og dekke, bruer, tunneler og andre spesielle konstruksjoner gis vegdirektøren fullmakt til å utferdige forskrifter og detaljerte normaler.



STATENS VEGVESEN

VEGNORMALER



BESTEMMELSER I MEDHOLD AV FORSKRIFTENE

1. I medhold av Samferdselsdepartementets forskrifter av 21. juni 1968, punkt 6, jfr punkt 1 første ledd, har vegdirektøren med virkning fra 1. januar 1969 fastsatt etterstående detaljerte vegnormaler som skal gjelde ved bygging og utbedring av riksveg.
2. I medhold av nevnte forskrifter punkt 1, jfr punkt 6, delegeres vegsjefene myndighet til å avgjøre i hvilken utstrekning de detaljerte vegnormaler skal være bindende eller veiledende ved bygging av og utbedring av fylkesveg og kommunal veg.

Vegdirektoratet
Oslo, 26. september 1968
Karl Olsen



STATENS VEGVESEN VEGNORMALER



VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING INNHold INNHoldSFORTEGNELSE	AR 1977 Kapitel 1 Avsnitt 1 Side nr. 1
---	---	---

I INNHold		
1	Innholdsfortegnelse	2 s 1977
2	Stikkordregister	6 s 1967
II DEFINISJONER		
1	Veg	5 s 1967
2	Trafikk	3 s 1967
3	Bokstavsymboler	3 s 1967
III VEGTYPER OG VEGKLASSER		
1	Vegtyper	2 s 1976
2	Vegklasser	9 s 1976
IV DIMENSJONERINGSGRUNNLAG		
1	Dimensjonerende kjøretøy	4 s 1967
2	Belastningsklasser	1 s 1977
3	Dimensjonerende hastighet	7 s 1967
4	Dimensjonerende trafikk	6 s 1967
V VEGERS KAPASITET		
1	Kapasitet under ideelle forhold	7 s 1967
2	Beregningsmetode	11 s 1967 (2 i -70)
3	Vegkryssets kapasitet	9 s 1967
VI TVERRPROFILET		
1	Kjørebanelen	5 s 1967 (3 i -77)
2	Skuldre	2 s 1967
3	Møteplasser	1 s 1967
4	Midtdele	2 s 1967
5	Sykelbaner og sykkelstier	1 s 1970
6	Gangbaner	1 s 1967
7	Fri høyde og bredde	1 s 1976
VII LINJEFØRING		
1	Elementene	2 s 1977
2	Siktforhold og siktavstand	7 s 1977
3	Horisontaltraseen	16 s 1977
4	Vertikaltraseen	13 s 1977 (9 i -67)

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING INNHOLD INNHOLDSFORTEGNELSE	AR 1977 Kapitel 1 Avsnitt 1 Side nr. 2
--	---	--

VIII VEGKRYSS		
1	Detaljplanlegging	7 s 1967
2	Hovedtyper	14 s 1967
3	Elementene	15 s 1967
4	Vegbanens geometri	23 s 1967
 XI VEGUTSTYR		
1	Kantstein	4 s 1967
2	Rekkverk	8 s 1967
 XII BELYSNING		
1	Generelt	4 s 1975
2	Belysningsanleggenes hovedelementer	3 s 1975
3	Kvalitetskrav	3 s 1975
4	Spesielle belysningsanlegg	8 s 1975
5	Armaturplasing	6 s 1975
 XIII VENTILASJON		
1	Krav til atmosfæren i tunneler	3 s 1977
2	Luftbehov	5 s 1977
3	Ventilasjonssystemer	4 s 1977
4	Ventilasjonskrefter	6 s 1977
5	Sikkerhetsforhold	4 s 1977

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING INNHold STIKKORDREGISTER	AR 1967 Kapitel 1 Avsnitt 2 Side nr. 1																																				
<table> <tr> <td colspan="3" data-bbox="179 311 386 343">BENSINSTASJONER</td> </tr> <tr> <td data-bbox="179 351 649 406">Plasering Utforming</td> <td data-bbox="649 351 778 406">IX-2.1 IX-2.2</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3" data-bbox="179 438 397 470">BUSS-STOPPESTEDER</td> </tr> <tr> <td data-bbox="179 478 649 534">Plasering Utforming</td> <td data-bbox="649 478 778 534">IX-1.1 IX-1.1/2</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3" data-bbox="179 566 509 598">DIMENSJONERENDE HASTIGHET</td> </tr> <tr> <td data-bbox="179 606 649 710">Endringer i dimensjonerende hastighet Fastleggelse av dimensjonerende hastighet Generelt Relatert til</td> <td data-bbox="649 606 778 710">VII-1.6 IV-3.1/7 IV-3.1</td> <td></td> </tr> <tr> <td data-bbox="207 710 649 885">Breddeøkning i kurver Horisontalkurveradier Overhøyde Sikt Trafikkhastighet Trafikkmengde Vertikaltrasé</td> <td data-bbox="649 710 778 885">VII-3.20/23 VII-3.5/6, VIII-4.1/3 VII-3.2/5, VIII-4.4/7 VII-2.1/6 IV-3.3/7 IV-3.5 VII-4.1</td> <td></td> </tr> <tr> <td data-bbox="179 885 649 917">Teknisk og økonomisk vurdering</td> <td data-bbox="649 885 778 917">IV-3.1/2</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3" data-bbox="179 949 509 981">DIMENSJONERENDE KJØRETØY</td> </tr> <tr> <td data-bbox="179 989 649 1173">Breddeøkning i kurver Kjøretider fra stopplinje Lastebilgruppen, L Parkeringsanlegg Personbilgruppen, P Plassbehov i kurver Spesialgruppen, SP</td> <td data-bbox="649 989 778 1173">VII-3.20/25, VIII-4.8/11 VIII-4.18/19 IV-1.3 IX-1.5/8 IV-1.2 VIII-4.12/17 IV-1.4</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3" data-bbox="179 1204 481 1236">DIMENSJONERENDE TRAFIKK</td> </tr> <tr> <td data-bbox="179 1244 649 1476">Beregningseksempler Døgntrafikk Timetrafikk Trafikkfordeling på kjøreretning Vegkryss: Kjørefelt, høyresvingende trafikk Kjørefelt, venstresvingende trafikk Oppstillingsfelter Trafikkbelastningsplan</td> <td data-bbox="649 1244 778 1476">IV-4.5/6 IV-4.1 IV-4.1/3 IV-4.5/6 VIII-2.4/5 VIII-2.6/8 VIII-3.14/15 VIII-1.3/4</td> <td></td> </tr> </table>			BENSINSTASJONER			Plasering Utforming	IX-2.1 IX-2.2		BUSS-STOPPESTEDER			Plasering Utforming	IX-1.1 IX-1.1/2		DIMENSJONERENDE HASTIGHET			Endringer i dimensjonerende hastighet Fastleggelse av dimensjonerende hastighet Generelt Relatert til	VII-1.6 IV-3.1/7 IV-3.1		Breddeøkning i kurver Horisontalkurveradier Overhøyde Sikt Trafikkhastighet Trafikkmengde Vertikaltrasé	VII-3.20/23 VII-3.5/6, VIII-4.1/3 VII-3.2/5, VIII-4.4/7 VII-2.1/6 IV-3.3/7 IV-3.5 VII-4.1		Teknisk og økonomisk vurdering	IV-3.1/2		DIMENSJONERENDE KJØRETØY			Breddeøkning i kurver Kjøretider fra stopplinje Lastebilgruppen, L Parkeringsanlegg Personbilgruppen, P Plassbehov i kurver Spesialgruppen, SP	VII-3.20/25, VIII-4.8/11 VIII-4.18/19 IV-1.3 IX-1.5/8 IV-1.2 VIII-4.12/17 IV-1.4		DIMENSJONERENDE TRAFIKK			Beregningseksempler Døgntrafikk Timetrafikk Trafikkfordeling på kjøreretning Vegkryss: Kjørefelt, høyresvingende trafikk Kjørefelt, venstresvingende trafikk Oppstillingsfelter Trafikkbelastningsplan	IV-4.5/6 IV-4.1 IV-4.1/3 IV-4.5/6 VIII-2.4/5 VIII-2.6/8 VIII-3.14/15 VIII-1.3/4	
BENSINSTASJONER																																						
Plasering Utforming	IX-2.1 IX-2.2																																					
BUSS-STOPPESTEDER																																						
Plasering Utforming	IX-1.1 IX-1.1/2																																					
DIMENSJONERENDE HASTIGHET																																						
Endringer i dimensjonerende hastighet Fastleggelse av dimensjonerende hastighet Generelt Relatert til	VII-1.6 IV-3.1/7 IV-3.1																																					
Breddeøkning i kurver Horisontalkurveradier Overhøyde Sikt Trafikkhastighet Trafikkmengde Vertikaltrasé	VII-3.20/23 VII-3.5/6, VIII-4.1/3 VII-3.2/5, VIII-4.4/7 VII-2.1/6 IV-3.3/7 IV-3.5 VII-4.1																																					
Teknisk og økonomisk vurdering	IV-3.1/2																																					
DIMENSJONERENDE KJØRETØY																																						
Breddeøkning i kurver Kjøretider fra stopplinje Lastebilgruppen, L Parkeringsanlegg Personbilgruppen, P Plassbehov i kurver Spesialgruppen, SP	VII-3.20/25, VIII-4.8/11 VIII-4.18/19 IV-1.3 IX-1.5/8 IV-1.2 VIII-4.12/17 IV-1.4																																					
DIMENSJONERENDE TRAFIKK																																						
Beregningseksempler Døgntrafikk Timetrafikk Trafikkfordeling på kjøreretning Vegkryss: Kjørefelt, høyresvingende trafikk Kjørefelt, venstresvingende trafikk Oppstillingsfelter Trafikkbelastningsplan	IV-4.5/6 IV-4.1 IV-4.1/3 IV-4.5/6 VIII-2.4/5 VIII-2.6/8 VIII-3.14/15 VIII-1.3/4																																					



INNHold

STIKKORDREGISTER

Kapitel	I
Avsnitt	2
Side nr.	2

Trafikkøy	VIII-2.3
Utvidet kryss	VIII-2.9/10

FORBIKJØRINGSSIKT

Dimensjonering	VII-2.6
Kapasitetsinnvirkning	V-2.7
Kontroll	VII-2.7/8
Krabbefelt	VII-4.14

GANGBANE (OGSÅ FORTAU)

Avgrensning	VI-6.1
Kantsteinsetting	XI-1.4
Kapasitet	IV-4.4
Plasering i tverrprofilet	VI-6.1
Sikt	VIII-4.21

HORIZONTALTRASE

Breddeøkning i kurver	VII-3.20/23
Fartsendringsfelter	VIII-3.5/13
Generelt	VII-1.4
Klotoider	VII-3.12/19
Kurveradier	VII-3.5/6
Kurveradier i kryss	VIII-4.1/3
Oppstillingsfelter	VIII-3.14/15
Overgangskurver	VII-3.6/19
Overhøyde	VII-3.2/5, 3.9/11
Overhøyde i kryss	VIII-4.4/7
Plankryss, generelt	VIII-2.1/10
Rettstrekninger	VII-3.1
Sikt i kryss	VIII-4.18/23
Slyng	VII-3.24/27
Toplanskryss	VIII-2.11/14

KANTSTEIN

Høy kantstein	XI-1.1/2
Kantsteinsetting	XI-1.4
Lav kantstein	XI-1.3
Plenstein	XI-1.4
Skrå kantstein	XI-1.3
Vanlig kantstein	XI-1.2

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING INNHOLD STIKKORDREGISTER	AR 1967 Kapitel 1 Avsnitt 2 Side nr. 3
--	---	--

KAPASITET	
Beregning	V-2.1/11
1-felt veg	V-1.3
ideelle forhold	V-1.1/7
Kapasitetsreduserende forhold	V-2.2/9
Avstand mellom møtesteder	V-2.2
Kjørebane- og skulderbredde	V-2.2/6
Siktforhold	V-2.7
Stigninger og tungtrafikk	V-2.8/9
Uforstyrret trafikkstrøm	V-1.1/3
Dimensjonerende kapasitet	V-1.2/7
Mulig kapasitet	V-1.2
Teoretisk kapasitet	V-1.1/2
Vegkryss	V-3.1/9
Dimensjonerende kapasitet	V-3.3/6
Kritisk tidsluke	V-3.1/2
Toplanskryss	V-3.9
Vekslingsstrekninger	V-3.7/8
 KJØREBANEN	
Bredder	III-2.2/10
Bredder i kryss	VIII-4.8/17
Breddeøkning i kurver	VII-3.20/23
Krabbefelt	VII-4.13/15
Kurvatur	VIII-4.1/4
Møteplasser	VI-3.1
Virkning på kapasitet	V-2.2/8
 KJØREFELT	
Bredde i kurver	VII-4.8/17
Fartsendringsfelter	VIII-3.5/13
Felter for svingende trafikk	VIII-2.4/9
Kanalisering	VIII-1.5/7
Krabbefelt	VII-4.9/14
Oppstillingsfelter	VIII-3.14/15
Trafikkfordeling på kjøreretning	IV-4.5/6
 KRABBEFELT	
Detaljplanlegging	VII-4.10/14
Avslutning	VII-4.14
Geometrisk utforming	VII-4.13/14
Kritisk hastighetsdifferanse	VII-4.12
Kritisk hastighetsreduksjon	VII-4.12

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING INNHold STIKKORDREGISTER	AR 1967 Kapitel 1 Avsnitt 2 Side nr. 4
Kritisk stigningslengde Kritisk trafikkbelastning Skulderbredde Hovedplanlegging	VII-4.12/13 VII-4.10/11 VII-4.13 VII-4.9/10	
MIDTDELER Rekkverk Utforming Åpninger	 XI-2.5/8 VI-4.1/2 VI-4.2	
MØTEPLASS, -STED Kapasitetsinnvirkning Utforming	 V-2.2 VI-3.1	
MØTESIKT Kapasitetsinnvirkning Linjeføring	 V-2.7 VII-2.6	
OVERHØYDE Beregning I kryss Oppbygging	 VII-3.2/5 VIII-4.4/7 VII-3.9/11, 16/19	
PARKERINGSPLASSER Oppmerking	 IX-1.5/8	
PLANKRYSS Fartsendringsfelter Hovedtyper Kanalisering Kapasitet Kjørefeltbredde Kjørefeltkanter Kryssvinkel Kurveradius Overhøyde Primær- og sekundærveg Siktforhold Stigningsgrad Trafikkbelastning	 VIII-3.5 VIII-2.1 VIII-1.5 V-3.1/8 VIII-1.6, 4.8 VIII-4.12/17 VIII-1.2 VIII-4.1/3 VIII-4.4/7 VIII-1.2 VIII-4.18 VIII-4.4 VIII-1.3	

Kapitel	1
Avsnitt	2
Side nr.	5



INNHOOLD

STIKKORDREGISTER

Kapitel	1
Avsnitt	2
Side nr.	6

SYKKELFELT, -BANE

Avgrensning	VI-5.1
Dimensjoneringsgrunnlag	IV-4.4
Plasering i tverrprofilet	VI-5.1

TOPLANSKRYSS

Kapasitet	V-3.9
Krysstype	VIII-2.11/14

TRAFIKKHASTIGHET

IV-3.4/7

TRAFIKKØYER

Behov	VIII-2.3
Kantavstand	VIII-3.2/4
Størrelse	VIII-3.1/2
Typar	VIII-3.1

UTSIKTSPLASSER

IX-1.5

VEGKLASSER

Valg av vegklasse	III-2.1
Vegklasse I	III-2.2/4
Vegklasse II	III-2.2, 5/8
Vegklasse III	III-2.2, 2.9/10

VEGTYPEN

Vegtype A	
Motor-A-veg	III-1.1
Motor-B-veg	III-1.2
Vegtype B, avkjørselsfri veg	III-1.2
Vegtype C, avkjørselsregulert veg	III-1.2
Vegtype D, adkomstveg	III-1.2

VERTIKALTRASE

Generelt	VII-1.5
Krabbefelt	VII-4.9/14
Stigningsgrad	VII-4.1
Stigningsgrad i kryss	VIII-4.4
Vertikalkurver	VII-4.3/8

ÅRSDØGNTRAFIKK

IV-4.1

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	DEFINISJONER VEG	Kapittel II Avsnitt 1 Side nr. 1

1.1 TVERRPROFILET

Veg

Område som er bestemt for trafikk.

Vegbredde

Summen av breddene for alle deler av vegen, målt vinkelrett på vegens lengdeakse.

Vegkant

Skjøringslinjen mellom skulder og fyllingsskråning eventuelt grøfteskråning.

Kjørefelt

Den del av en veg som er bestemt for en vognrekke.

Kjørebane

Den del av en veg som består av ett eller flere kjørefelter som ligger inntil hverandre og i samme plan.

Skulder

Den del av en veg som er kjørbær og ligger utenfor en kjørebane.

Sykkelfelt

Den del av en veg som er reservert for sykkeltrafikk (eventuelt også mopedtrafikk) og ligger inntil en kjørebane uten å være fysisk adskilt fra denne.

Sykkelbane

Den del av en veg som er reservert for sykkeltrafikk (eventuelt også mopedtrafikk) og som er fysisk adskilt fra kjørebane.

Gangbane

Den del av en veg som er reservert for gangtrafikk.

Gangfelt

Oppmerket krysningssted for gangtrafikk som skal krysse kjørebane, sykkelbane eller sykkelfelt.

Krabbefelt

Spesielt kjørefelt bestemt for tung og langsomtgående trafikk.



DEFINISJONER

VEG

Kapitel	II
Avsnitt	1
Side nr.	2

Møteplass

Spesielt anlagt og merket breddeutvidelse hvor kjøretøyer kan passere hverandre på 1-felts veger.

Møtested

Et sted hvor 2 personbiler kan passere hverandre på 1-felts veger (møteplass, avkjørsel, breddeutvidelse i kurve m m).

Trafikkøy

En del av en veg som ikke er bestemt for kjøretrafikk.

Midtdeler

En trafikkøy som skiller kjørebane bestemt for trafikk i motsatte kjøreretninger.

Trafikkdeler

En trafikkøy som skiller andre deler av en vegg mot motsatt rettede kjørebane.



DEFINISJONER

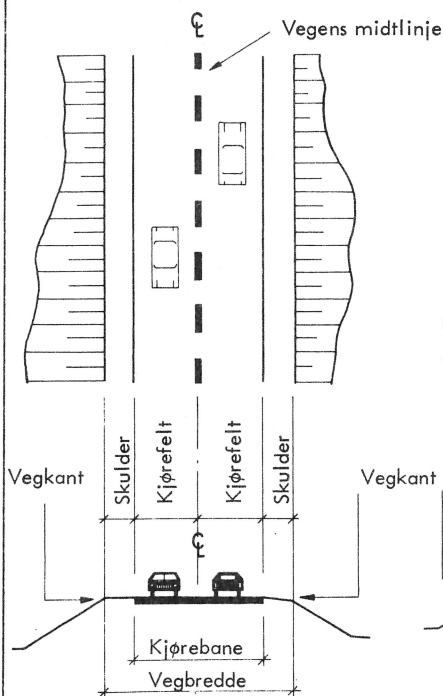
VEG

Kapitel II

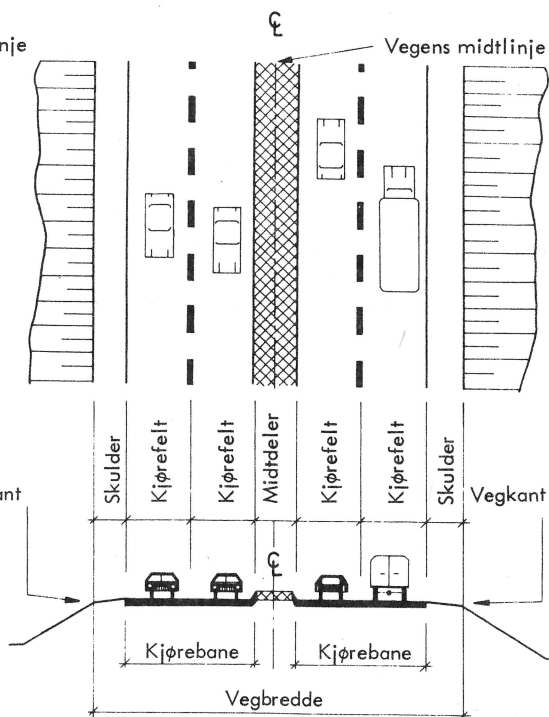
Avsnitt 1

Side nr. 3

2-FELTS VEG



4-FELTS VEG MED MIDTDELER



Figur II-1.1: Betegnelser på elementer i tverrprofilet.



DEFINISJONER

VEG

Kapitel	II
Avsnitt	1
Side nr.	4

1.2 LINJEFØRING

Vertikalkurve

Overgang fra en stigning til en annen. Vertikalkurvene utformes vanligvis som parabelbuer.

Høybrekkskurve

En konveks vertikalkurve med stigningenes tenkte brytningspunkt over vegbanen.

Lavbrekkskurve

En konkav vertikalkurve med stigningenes tenkte brytningspunkt under vegbanen.

Dimensjonerende hastighet

Den hastighet som velges for samordning og dimensjonering av de forskjellige elementer i vegens geometriske utforming. Det er den høyeste sikre hastighet på en veg med så gode veg- og trafikforhold i barmarkstiden at vegelementene er avgjørende for sikkerheten.

Dimensjonerende hastighet, optimal

Den dimensjonerende hastighet som gir den minste sum av anleggs- og kjørekostnader.

Fri sikt

Fri sikt er den største sammenhengende synlige veglengde mellom en vognfører som befinner seg midt i kjørefeltet og har en øyehøyde 1,2 m over kjørebanelinjen, og et objekt med nærmere angitt høyde lenger fremme i kjørebanelinjen.

Stopsikt

Stopsikt er fri sikt frem til et hvilende 0,1 m høyt objekt på det benyttede kjørefelt, når avstanden frem til objektet tilsvarer den lengde som er nødvendig for å bremse vognen til stopp.

Forbikjøringssikt

Forbikjøringssikt er minste fri sikt en motorvognfører må ha fremover en veg mot møtende trafikk i det øyeblikk han ønsker å begynne en forsvarlig og trygg forbikjøring av et annet kjøretøy.



DEFINISJONER

VEG

Kapitel	II
Avsnitt	1
Side nr.	5

Møtesikt

Møtesikt er fri sikt frem til en 1,4 m høy vogn som kjører i motsatt retning i samme kjørefelt, og avstanden er summen av de to vogners stoppsikt.

Stigningsgrad

Kjørebanelens helning i lengderetningen. Sett fremover i kjederetningen regnes stigningsgraden som positiv i stigning og negativ i fall. Stigningsgraden uttrykkes i o/oo.

Stigningsendring

Den algebraiske differanse mellom stigningsgraden i to etterfølgende stigninger.

Tverrfall

Kjørebanelens helning på tvers av vegens lengdeakse.

Overhøyde

Kjørebanelens tverrfall i eller i forbindelse med en kurve.

Resulterende fall

Kjørebanelens fall som følge av tverrfall og stigningsgrad.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.



DEFINISJONER

TRAFIKK

Kapitel	II
Avsnitt	2
Side nr.	1

2.1 KJØRETØYER

Dimensjonerende kjøretøy

Et representativt kjøretøy med dimensjoner som er typiske for den gruppen det representerer.

Dimensjonerende kjøretøy personbilgruppen ("P")

Personbiler, varebiler og minste type lastebiler med kjøreegenskaper lik personbilens.

Dimensjonerende kjøretøy lastebilgruppen ("L")

Vanlige lastebiler og busser.

Dimensjonerende kjøretøy spesialgruppen ("SP")

De største busser, semitrailere av inntil 15 m lengde, samt vogntog av inntil 22 m lengde, med sporingsegenskaper ikke dårligere enn angitt i tabell IV-1.1.

Lett bil

Personbil, varebil og minste type lastebil med kjøreegenskaper lik personbilens. Alle biler uten tvillinghjul på bakakselen kan vanligvis regnes som lette biler.

Personbilenheter (Pe)

Et motorkjøretøy med samme virkning på trafikkavviklingen som en lett bil.

Tung bil

Busser og lastebiler med tvillinghjul på bakakselen. Tunge biler kan omregnes til personbilenheter.

Trailere

Vogntog og trailerkombinasjoner. Trailere kan omregnes til personbilenheter.

Blandet motorvogntrafikk

En trafikkstrøm sammensatt av lette biler, tunge biler og trailere.



DEFINISJONER

TRAFIKK

Kapitel

II

Avsnitt

2

Side nr.

2

2.2 HASTIGHET OG TID

Kjørehastighet

Gjennomsnittshastigheten for den enkelte bil over en gitt vegstrekning.

Punkthastighet

Hastigheten for et enkelt kjøretøy i et gitt punkt eller snitt på en veg.

Relativ hastighet

Differansen mellom to trafikkstrømmers eller kjøretøyers hastighetsvektorer.

Trafikkhastighet

Gjennomsnittshastigheten for kjøretøyene i en trafikkstrøm over en gitt vegstrekning.

Reaksjonstid

Den tiden bilfører trenger fra en forhindring kommer tilsyne og til bremsene settes på.

Reaksjonslengde

Den veglengde et kjøretøy tilbakelegger i løpet av reaksjonstiden.

Bremselengde

Den veglengde et kjøretøy tilbakelegger fra det øyeblikk bremsene blir satt på og til det øyeblikk kjøretøyet stopper.

Tidsluke

Tidsintervallet mellom to påfølgende kjøretøyer.

2.3 TRAFIKKSTRØM

Trafikkmengde

Antall kjøretøyer eller personbilenheter som passerer et nærmere definert snitt av en veg i løpet av et angitt tidsrom.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1967
	DEFINISJONER TRAFIKK	Kapitel II Avsnitt 2 Side nr. 3

Årsdøgntrafikk (ÅDT)

Den totale trafikkmengde som passerer et snitt av en veg i løpet av ett år, dividert med 365.

Sommerdøgntrafikk (SDT)

Den totale trafikkmengde som passerer et snitt av en veg i tidsrommet mai - oktober, dividert med 365/2.

Timetrafikk

Den trafikkmengde som passerer i løpet av en time. Andre tidsenheter kan brukes slik at man får kvartertrafikk, 6 min trafikk o s v.

Dimensjonerende timetrafikk

Den timetrafikk, uttrykt i personbilenheter, som en veg dimensjoneres for.

Dimensjonerende kvartertrafikk

Den største kvartertrafikk innen dimensjonerende time.

Teoretisk kapasitet

Den største trafikkmengde, uttrykt i personbilenheter pr time, som en kjørebane eller et kjørefelt kan avvikle under ideelle veg- og trafikkforhold.

Mulig kapasitet

Den største trafikkmengde, uttrykt i personbilenheter pr time, som en kjørebane eller et kjørefelt kan avvikle under eksisterende veg- og trafikkforhold.

Dimensjonerende kapasitet

Den største trafikkmengde, uttrykt i personbilenheter pr time, som en kjørebane eller et kjørefelt kan avvikle under eksisterende eller planlagte veg- og trafikkforhold, slik at nærmere angitt krav til trafikkavviklingens kvalitet i dimensjonerende time tilfredsstilles.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	DEFINISJONER	Kapitel	II
STATENS VEGVESEN	BOKSTAVSYMBOLER	Avsnitt	3
		Side nr.	1

A	=	klotoideparameter	(m)
B	=	skulderbredde	(m)
B _m	=	midtdeler	(m)
B _t	=	trafikkdelers	(m)
b	=	bredde av dimensjonerende kjøretøy	(m)
b _k	=	kjøretøyets klaring til kjørefeltkant	(m)
b _o	=	avstanden mellom ytre forhjuls spor og overhengets spor	(m)
b _x	=	økning av hjulsporavstanden i kurve	(m)
c	=	parameter for vertikalkurver	(m)
D	=	avstand mellom møtesteder	(m)
$\bar{D}$	=	gjennomsnittlig avstand mellom møtesteder	(m)
E	=	en tung bils gjennomsnittlige ekvivalentverdi i stigninger innen en parsell	(m)
E _i	=	en tung bils ekvivalentverdi for den enkelte stigning innen en parsell	(m)
E _o	=	en tung bils ekvivalentverdi på flat veg	
e	=	overhøyde	(% eller desimalform)
F	=	kjørefeltbredde på rettlinje	(m)
F _e	=	reduksjonsfaktor for stigningsforhold når trafikkmengde angis i antall personbiler	
F _e '	=	reduksjonsfaktor for stigningsforhold når trafikkmengde angis i antall kjøretøyer	
F _g	=	gangbane	(m)
F _h	=	samlet reduksjonsfaktor for kjørebane- og bankettbredder samt avstand til sidehinder utlignet over en parsell	(m)
F _k	=	kjørefeltbredde i kurve	
F _s	=	reduksjonsfaktor for manglende forbikjøringssikt langs en vegparsell	
F _t	=	samlet reduksjonsfaktor for alle kapasitetsreduserende forhold langs en vegparsell	
f	=	friksjonsfaktor for bremsing	
f _h	=	reduksjonsfaktor for kjørebane- og skulderbredder og avstand til sidehinder	
f _k	=	sidefriksjonsfaktor	



DEFINISJONER

BOKSTAVSYMBOLER

Kapitel	II
Avsnitt	3
Side nr.	2

HT	= høyeste time	
h	= time	
K	= kjørebanebredde	(m)
K_D	= dimensjonerende kapasitet for en vegparsell	
K_D'	= dimensjonerende kapasitet for en vegklasse	
K_M	= mulig kapasitet for parsellen	
K_T	= teoretisk kapasitet	
km	= kilometer	
L	= lengde	(m)
L_f	= forbikjøringssikt	(m)
L_m	= møtesikt	(m)
L_o	= overhøyderampens lengde	(m)
L_s	= stoppsikt	(m)
L_{vk}	= vertikalkurvens lengde	(m)
l_h	= et sidehinders lengde i kjøreretningen	(m)
l_i	= lengde av den enkelte stigning "i"	
l_t	= veglengde som påvirkes av et sidehinder	(m)
l_v	= et sidehinders influenslengde	(m)
M	= trafikkmengde	(Pe eller kjøretøyer/tidsenhet)
M_D	= dimensjonerende timetrafikk	
M_{maks}	= største forventede timetrafikk	
m	= meter	
n	= antall	
Pe	= personbilenhet	
q	= normalt tverrfall	(% eller desimalform)
R	= radius	(m)
R_i	= radius for indre kant av kjørebane eller kjørefelt	(m)
R_{min}	= minste tillatte radius	(m)
R_v	= vertikalkurve radius	(m)
R_y	= radius for ytre kant av kjørebane eller kjørefelt	(m)
ΔR	= tangentavsett	(m)



DEFINISJONER

BOKSTAVSYMBOLER

Kapitel	II
Avsnitt	3
Side nr.	3

S_b	= bredde av sykkelbane	(m)
SDT	= sommerdøgntrafikk	(kj)
S_f	= bredde av sykkelfelt	(m)
s	= stigningsgrad	(o/oo)
s_d	= stigningsendring	($s_1 - s_2$)
s_r	= resulterende fall	(o/oo eller desimalform)
s_1	= stigningsgrad på den side av vertikalkurven hvor kjedingen er lavest	(o/oo)
s_2	= stigningsgrad på den side av vertikalkurven hvor kjedingen er høyest	(o/oo)
T	= andel tunge biler	(%)
t	= tid	(sek)
t_r	= reaksjonstid	(sek)
V	= dimensjonerende hastighet	(km/h)
V_T	= trafikkhastighet	(km/h)
v	= hastighet, generelt	
(X, Y)	= koordinater	(m, m)
og (x, y)		
ÅDT	= årsdøgntrafikk	(kj)
α	= sentralvinkel for en horisontalkurve = brytningsvinkel (g eller °)	

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING		AR	1976
	VEGTYPYR OG VEGKLASSER		Kapitel	III
	VEGTYPYR		Avsnitt	i
			Side nr.	1

INNDELING I VEGTYPER OG VEGKLASSER

I det funksjonsdelte vegnett karakteriseres vegene ved angivelse av vegtyper og vegklasser hvor:

vegtypen angir vegens funksjon og fastsettes ut fra en vurdering av trafikkens karakter og vegens formål.

vegklassen angir vegens tekniske standard og fastlegges hovedsakelig på grunnlag av trafikkbelastningen og det terrang vegene føres gjennom.

I en fullstendig plan for en veg skal både vegtype og vegklasse være angitt.

1.1 GENERELT

Avkjørselsforholdene langs en veg bestemmer dens tilknytning til de tilgrensende arealer og dermed også vegens funksjon i det samlede vegnett. Vegtypene karakteriseres derfor ved de avkjørselsforhold som etableres.

Vedtak om valg av vegtype treffes i overensstemmelse med lovreglene for vedtak og bygging av offentlig veg (Veglov av 21. juni 1963, §6).

1.2 INNDELING I VEGTYPER

1.2.1 Vegtype A, Motorveg

Denne vegtype er fri for direkte tilknytning til eiendommene langs vegen, og er forbeholdt trafikk med motorkjøretøyer av type nærmere spesifisert i trafikkreglene. Gående og syklende har ikke adgang til motorvegområdet.

Motor-A-veg

En motorveg betegnes som motor-A-veg når den tilfredsstiller følgende betingelser:

- 1 Motorvegen har adskilte kjørebaneer og minst to kjørefelter i hver trafikkretning.



VEGTYPES OG VEGKLASSER

VEGTYPES

Kapitel	III
Avsnitt	1
Side nr.	2

2 Motorvegen har ikke plankryss med annen veg eller jernbane.

Motor-B-veg

En motorveg som ikke tilfredsstillter kravene for motor-A-veg betegnes som motor-B-veg.

Mindre trafikerte offentlige veger kan føres inn på eller krysse en motor-B-veg i samme plan. T-kryss bør etterstrebes.

En motor-B-veg kan etter de regler som er gitt ovenfor ha to eller flere kjørefelter og kan bygges med eller uten midtdeler. Tilstrekkelig areal bør sikres for senere utbygging til full motor-A-veg standard dersom det er sannsynlig at utviklingen vil kreve slik standardheving. Det er særlig viktig at det ved plankryssene sikres nødvendig areal for senere utbygging til toplanskryss.

1.2.2 Vegtype B, Avkjørselsfri veg

Denne vegtype er fri for direkte vegforbindelse med eiendommene langs vegen, og nye vegtilslutninger vurderes i forhold til vegnettet som helhet, og legges opp etter en samlet plan. Avkjørselsfrie veger tillates trafikert av alle ferdskategorier. De bør kunne gis motorveg standard hvis utviklingen krever det. Dersom dette er sannsynlig, må vegkryssene planlegges og arealene sikres for utbygging til kryss i to plan.

1.2.3 Vegtype C, Avkjørselsregulert veg

Denne vegtype tillater et begrenset antall direkte avkjørsler til tilliggende eiendommer. Vegtilslutninger legges opp etter en samlet avkjørselsplan, jfr veglov av 21. juni 1963, § 39. Eventuelle nye vegtilslutninger legges opp i forbindelse med utarbeidelsen av reguleringsplanene for området. Avkjørselsregulerte veger tillates trafikert av alle ferdskategorier.

1.2.4 Vegtype D, Adkomstveg

På denne vegtype vil direkte avkjørsler som regel bli gitt etter vanlig søknad og på betingelser som vegmyndighetene setter i hvert enkelt tilfelle. Adkomstvegene tillates trafikert av alle ferdskategorier.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR	1976
	VEGTYPER OG VEGKLASSER VEGKLASSER	Kapitel Avsnitt Side nr.	III 2 1

2.1 GENERELT

Vegens bredde eller antall kjørefelter er den mest karakteristiske faktor i vegens utforming, og bestemmes som regel av trafikkenes størrelse og sammensetning. Vegklassene karakteriseres derfor ved antall kjørefelter.

Kostbart terreng kan i enkelte tilfelle være utslagsgivende ved valg av vegklasse. For 1-felts veger blir det ofte aktuelt å utvide til to kjørefelter i kurver og over strekninger med særlig dårlige siktforhold. Det kan også på visse strekninger i kostbart terreng være økonomisk forsvarlig å utvide en 2-felts veg til 4-felts veg. For samme dimensjonerende hastighet er en 2-felts veg, dimensjonert for møtesikt, betydelig stivere å legge i terrenget enn en veg med 4 kjørefelter hvor bare stoppsikt må sikres. Mindre horisontal- og vertikalkurveradier kan følgelig nyttes for 4-felts traseen.

Veger med tre kjørefelter er ikke oppført som egen klasse, da slike ikke bør bygges uten i helt spesielle tilfeller. En del 2-felts veger får delstrekninger med tre kjørefelter, f eks hvor krabbefelt for tungtrafikken blir bygget, men de skal ikke klassifiseres som 3-felts veger i slike tilfeller.

Ut fra rentabilitetskalkyler er det mulig å påvise når det er økonomisk forsvarlig å gå over fra en vegklasse til en annen. Med kjennskap til differansen i anleggskostnader for f eks 1- og 2-felts veg, er det mulig å avgjøre ved hvilke trafikkmengder en 1-felts veg bør bygges ut til 2-felts veg.

Ved valg av vegklasse er det nødvendig å vurdere mulighetene for en trinnvis utbygging i takt med trafikkøkningen. For 2-felts veger er trinnvis utbygging vanligvis ikke aktuelt fordi trafikkostnader i forbindelse med utvidelse senere blir meget store. For anlegg der det senere blir behov for 4-felts veg, men i de nærmeste 5-10 år er tilstrekkelig med 2-felts veg, må trinnvis utbygging vurderes. Større fyllinger og skjæringer må gjøres ferdig med en gang, men en rekke andre kostbare arbeider kan utstå til trafikken er stor nok til å berettigg 4-felts veg.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING VEGTYPEN OG VEGKLASSEN VEGKLASSEN	AR 1976 Kapitel III Avsnitt 2 Side nr. 2
---	--	---

2.2 INNDELING I VEGKLASSEN

Vegene inndeles i følgende hovedklasser:

Vegklasse I, med fire kjørefelter

- I a: Veg med fire kjørefelter og midtdeler.
7,5 m kjørebane og 3,0 m skulder.
ÅDT inntil 50 000 kjøretøyer.
Dimensjonerende fart 80 - 120 km/h.
- I b: Veg med fire kjørefelter uten midtdeler.
7,5 m kjørebane og 1,5 m skulder.
ÅDT inntil 40 000 kjøretøyer.
Dimensjonerende fart 70 - 100 km/h.

Vegklasse II, med to kjørefelter

- II b: 7,0 m kjørebane og 1,5 m skulder
ÅDT 8 - 12 000 kjøretøyer.
Dimensjonerende fart 60 - 100 km/h.
- II c: 6,5 m kjørebane og 1,0 m skulder.
ÅDT 4 - 8 000 kjøretøyer.
Dimensjonerende fart 60 - 90 km/h.
- II d: 6,0 m kjørebane og 0,5 m skulder.
ÅDT 1 500 - 4 000 kjøretøyer.
Dimensjonerende fart 50 - 90 km/h.
- II e: 5,0 m kjørebane og 0,5 m skulder
ÅDT 300 - 1 500 kjøretøyer.
Dimensjonerende fart 40 - 80 km/h.

Vegklasse III, med ett kjørefelt

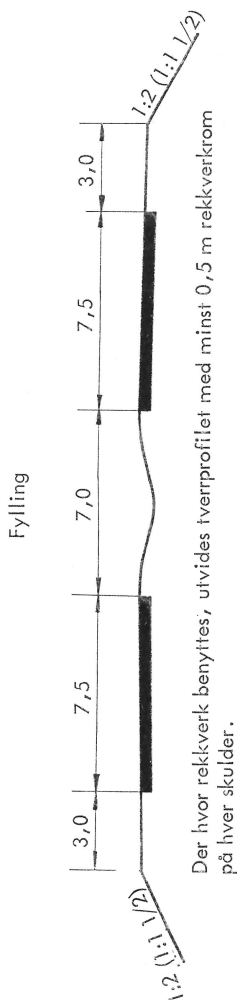
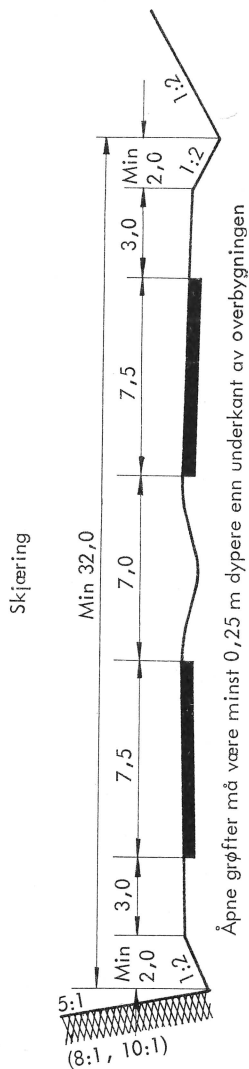
- III: 3,0 m kjørebane og 0,5 m skulder.
ÅDT 300 kjøretøyer.
Dimensjonerende fart 30 - 70 km/h.

For vegklasse I, II b og II c reduseres skulderbredden med 50% i kostbart terreng, og lukket grøft kan benyttes dersom dette faller rimeligere.

De angitte trafikk tall for ÅDT er å betrakte som veiledende og er fastlagt ut fra økonomiske og tekniske overveielser. Kapasitetsgrensene for den tekniske dimensjonering av vegen er angitt og nærmere omtalt i kapittel V, "Vegens kapasitet".



VEGKLASSE I a



Figur III-2.1: Grunnprofiler for veggklasse I a.



VEGTYPYR OG VEGKLASSER

VEGKLASSER

Kapitel

III

Avsnitt

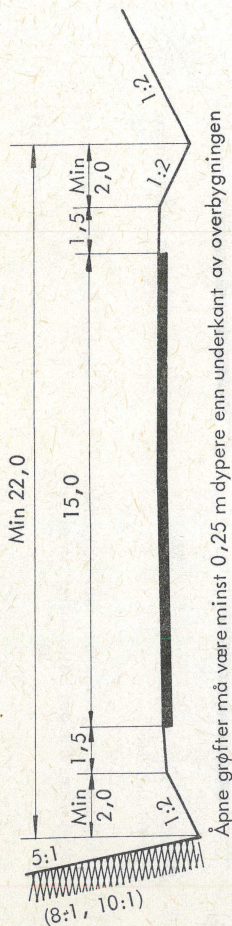
2

Side nr.

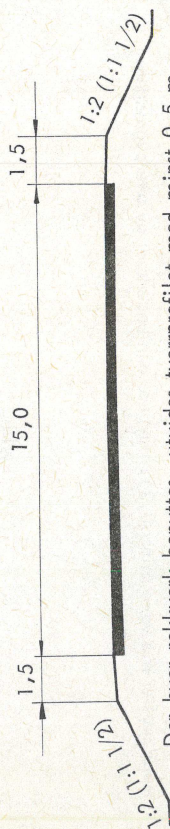
4

VEGKLASSE I b

Skjæring



Fylling



Der hvor rekkverk benyttes, utvides tverprofilen med minst 0,5 m rekkverkrom på hver skulder.

I kostbart terreng reduseres skulderbredden til 0,75 m og lukkede grøfter benyttes i skjæringer dersom dette faller rimeligere.

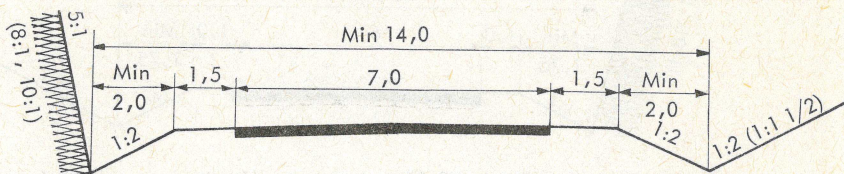
Alle mål i m

Figur III-2.2: Grunnprofiler for vegklasse I b.



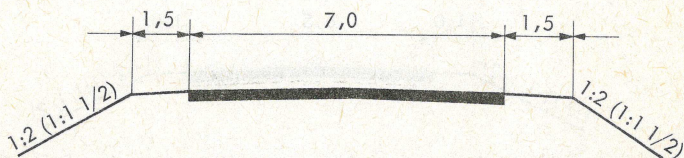
VEGKLASSE II b

Skjæring



Åpne grøfter må være minst 0,25 m dypere enn underkant av overbygningen

Fylling



Der hvor rekkverk benyttes, utvides tverrprofilet med minst 0,5 m rekkverkrom på hver skulder.

I kostbart terreng reduseres skulderbredden til 0,75 m og lukkede grøfter benyttes i skjæringer dersom dette faller rimeligere.

Alle mål i m

Figur III-2.3: Grunnprofiler for vegklasse II b.



VEGTYPER OG VEGKLASSER

VEGKLASSER

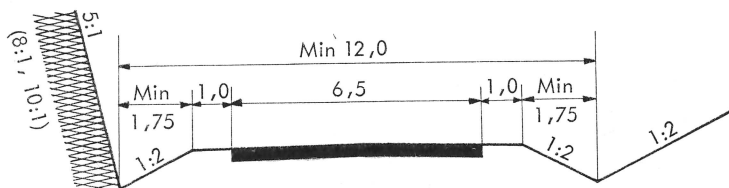
Kapitel III

Avsnitt 2

Side nr. 6

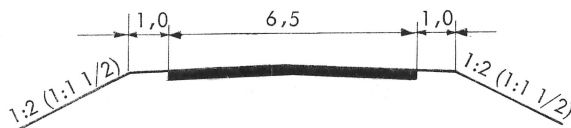
VEGKLASSE II c

Skjæring



Åpne grøfter må være minst 0,25 m dypere enn underkant av overbygningen

Fylling



Der hvor rekkverk benyttes, utvides tverrprofilet med minst 0,5 m rekkverkrom på hver skulder.

I kostbart terreng reduseres skulderbredden til 0,5 m og lukkede grøfter benyttes i skjæringer dersom dette faller rimeligere.

Alle mål i m

Figur III-2.4: Grunnprofiler for vegklasse II c.



VEGTYPEN OG VEGKLASSER

VEGKLASSER

Kapitel

III

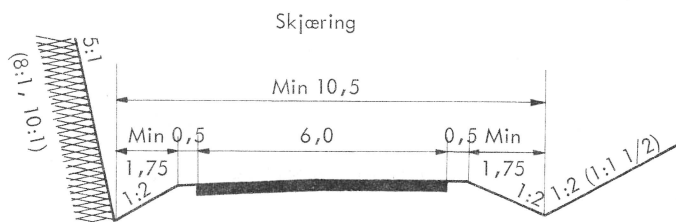
Avsnitt

2

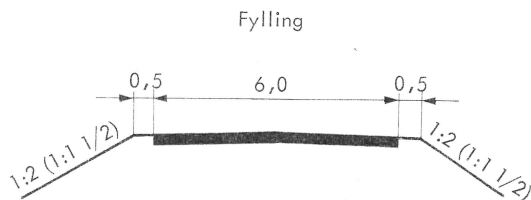
Side nr.

7

VEGKLASSE II d



Åpne grøfter må være minst 0,25 m dypere enn underkant av overbygningen



Der hvor rekkverk benyttes, utvides tverrprofilet med minst 0,5 m rekkverkrom på hver skulder.

Lukkede grøfter benyttes i skjæringer i kostbart terreng dersom dette faller rimeligere.

Alle mål i m

Figur III-2.5: Grunnprofiler for vegklasse II d.



VEGTYPYR OG VEGKLASSER

VEGKLASSER

Kapitel

III

Avsnitt

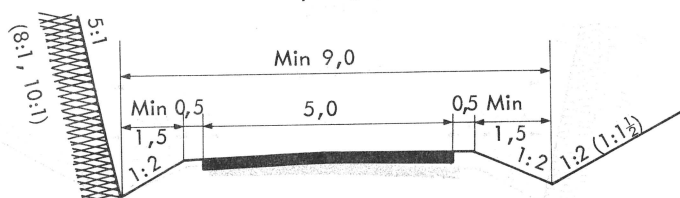
2

Side nr.

8

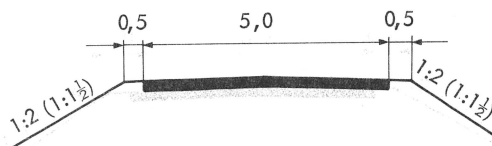
VEGKLASSE II e

Skjæring



Åpne grøfter må være minst 0,25 m dypere enn underkant av overbygningen.

Fylling



Der hvor rekkverk benyttes, utvides tverrprofilen med minst 0,5 m rekkverkrom på hver skulder.

Lukkede grøfter benyttes i skjæringer i kostbart terreng dersom dette faller rimeligere.

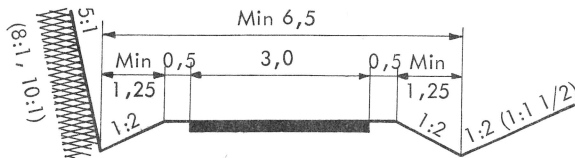
Alle mål i m

Figur III-2.6: Grunnprofiler for vegklasse II e

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING VEGTYPEN OG VEGKLASSER VEGKLASSER	AR 1976 Kapitel III Avsnitt 2 Side nr. 9
---	--	---

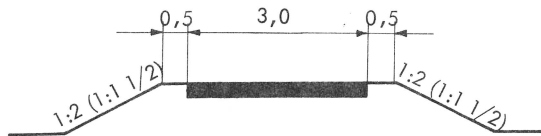
VEGKLASSE III

Skjæring



Åpne grøfter må være minst 0,25 m dypere enn underkant av overbygningen

Fylling



Der hvor rekkverk benyttes, utvides tverrprofilen med minst 0,5 m rekkverkrom på hver skulder.

Lukkede grøfter benyttes i skjæringer i kostbart terreng dersom dette faller rimeligere.

Alle mål i m

Figur III-2.7: Grunnprofiler for vegklasse III

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

**DIMENSJONERINGSGRUNNLAG**

DIMENSJONERENDE KJØRETØY

Kapitel	IV
Avsnitt	1
Side nr.	1

1.1 PERSONBILGRUPPEN BETEGNET VED "P"

Denne gruppen omfatter personbiler, varebiler og minste type lastebiler med kjøreegenskaper lik personbilens.

Dimensjonene for denne gruppen bør benyttes ved f.eks parkeringsanlegg, private avkjørsler og veger som er spesielt beregnet for personbiltrafikk.

1.2 LASTEBILGRUPPEN BETEGNET VED "L"

Denne gruppen omfatter alle vanlige lastebiler og busser.

Dimensjonene for denne gruppen bør benyttes for f.eks busstoppesteder, avkjørsler til industrianlegg samt veger hvor større kjøretøy ikke ventes å forekomme.

1.3 SPESIALGRUPPEN BETEGNET VED "SP"

Denne gruppen omfatter de største busser, semitrailere av inntil 15 m lengde samt vogntog av inntil 22 m lengde, men med springsegenskaper ikke dårligere enn angitt i tabell IV-1.1.

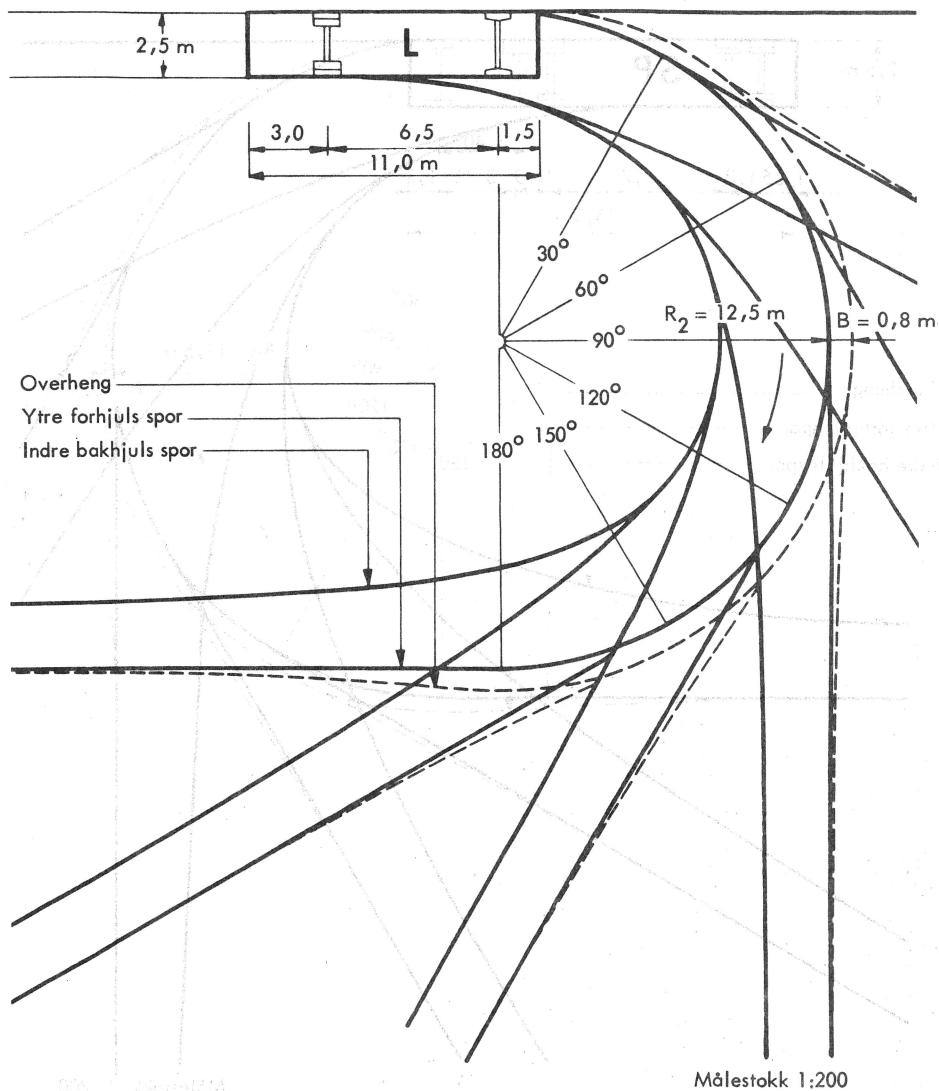
Dimensjonene for denne gruppen bør benyttes ved utforming av vegkryss og andre trafikkanlegg av betydning.

Kjøretøytype	Aksel- avstand m	Overheng		Total lengde m	Total bredde m	Total høyde m	Minste sving- radius (m) for ytre forhjul, 90° sving
		Foran m	Bak m				
Gruppe "P"	2,9	0,9	1,2	5,0	1,9	4,5	6,0
Gruppe "L"	6,5	1,5	3,0	11,0	2,5	4,5	12,5
Gruppe "SP"	*	1,2	0,6	15,0	2,5	4,5	12,5

Tabell IV-1.1: Karakteristika for dimensjonerende kjøretøytyper.

* For akselavstander jfr figur IV-1.3

En utforming i samsvar med de dimensjonene som er angitt for hver gruppe (tabell IV-1.1), gir tilfredsstillende kjøreforhold for alle kjøretøyer i vedkommende gruppe, samt i grupper med mindre krav.



Figur IV-1.2: Dimensjoner og svingradius for typekjøretøy "L".



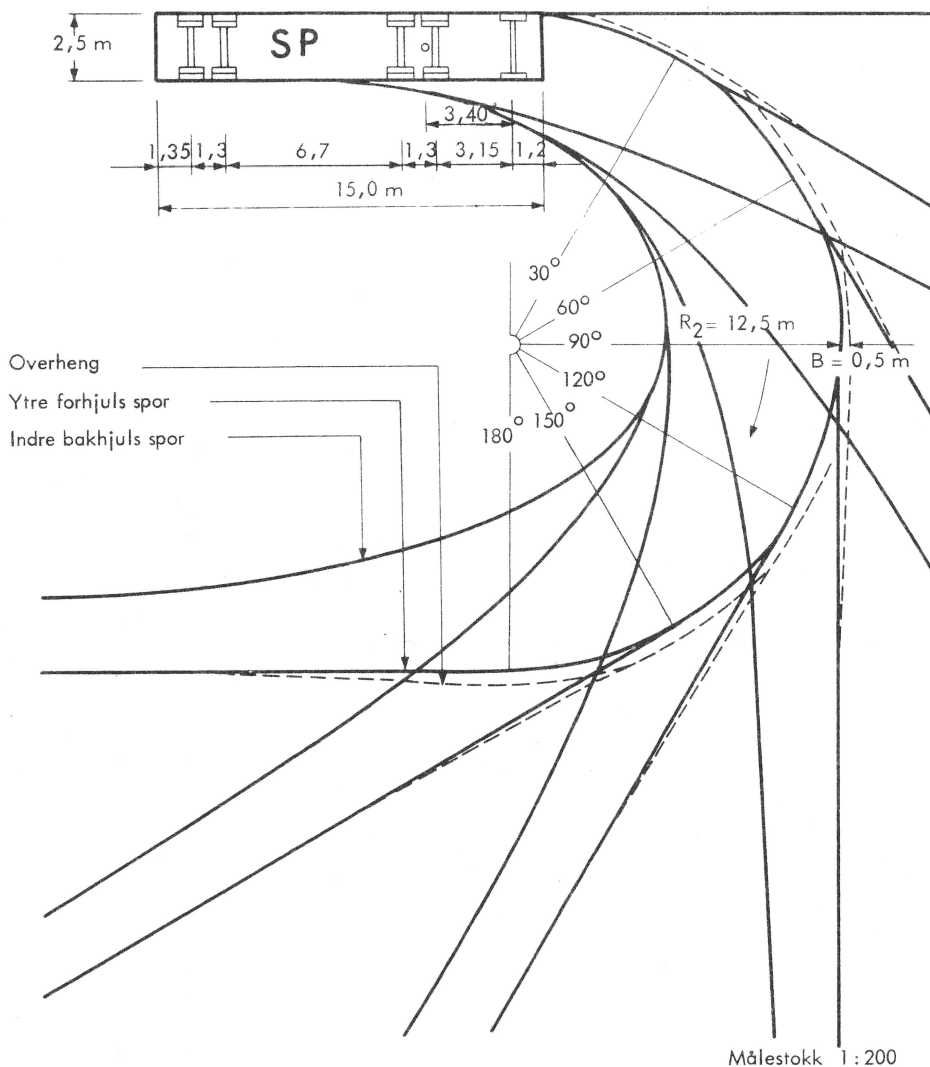
DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Kapitel IV

Avsnitt 1

DIMENSJONERENDE KJØRETØY

Side nr. 4



Figur IV - 1.3: Dimensjoner og svingradius for typekjøretøy "SP"

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1977
	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG BELASTNINGSKLASSE	Kapitel IV Avsnitt 2 Side nr. 1

2.1 LASTFORSKRIFTER

Byggetekniske konstruksjoner dimensjoneres som angitt i Vegdirektoratets lastforskrifter, "BRUHÅNDBOKA B1", kapittel 2; LASTFORSKRIFTER.

Tverrprofiler for vegbruer, samt gang- og sykkelvegbruer er vist i "BRUHÅNDBOKA B1", kapittel 1 og i Geometrisk Utforming, kapittel VI; TVERRPROFILET.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

DIMENSIONERINGSGRUNDLAG

VEGNORMALER 82	GEOMETRISK UTFORMING 83	ÅR 88JAM80808V
 STATENS VEGVESEN 82		Kapitel 88JAM80808V Avsnitt 88JAM80808V Side nr. 88JAM80808V

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

ÅR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1967
	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG DIMENSJONERENDE HASTIGHET	Kapittel IV Avsnitt 3 Side nr. 1

3.1 GENERELT

I Vegnormalene blir dimensjonerende hastighet betegnet med symbolet V og uttrykt i km/h.

Valget av dimensjonerende hastighet for en vegstrekning er bestemmende for strekningens geometriske utforming. På samme vegstrekning må samtlige linjeføringslementer (kurvatur, stigning, overhøyde o s v) tilfredsstille de minstekrav som vegens dimensjonerende hastighet stiller. Samordning av linjeføringslementene er nærmere beskrevet i avsnitt VII-1.

3.2 TEKNISK OG ØKONOMISK VURDERING AV DIMENSJONERENDE HASTIGHET

De fleste veger som prosjekteres i Norge blir ført gjennom kupert terreng, hvor anleggskostnadene ved særlig høy dimensjonerende hastighet kan bli meget store. Høye verdier av dimensjonerende hastighet fører til stiv linjeføring og gjør det vanskelig å innpasse vegen i terrenget, ikke minst gjelder dette for vertikaltraseen.

Før dimensjonerende hastighet kan fastlegges, må det foretas en grundig teknisk og økonomisk vurdering av veglinjen, hvor også driftsmessige forhold under anleggstiden tas med.

Den tekniske vurdering av veglinjen omfatter samordning av veglementene og deres tilpasning til det terreng vegen føres gjennom. Eksempelvis kan en 2-felts veg på vanskelige strekninger utvides til 4-felts veg. Behovet for møtesikt og forbikjøringsikt faller dabort, og bare stoppsikt må sikres. Dette tillater en smidigere linjeføring som normalt vil gi betydelige besparelser gjennom reduksjon av skjærings- og fyllmasser.

Økonomisk vurdering av dimensjonerende hastighet omfatter en rentabilitetsberegning av veglinjen, hvor anleggskostnadene stilles opp mot vedlikeholds- og kjørekostnader. På denne måte kan den optimale dimensjonerende hastighet beregnes, d v s den V som gir den minste verdi av summen av anleggskostnader og kapitaliserte vedlikeholds- og kjørekostnader.



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

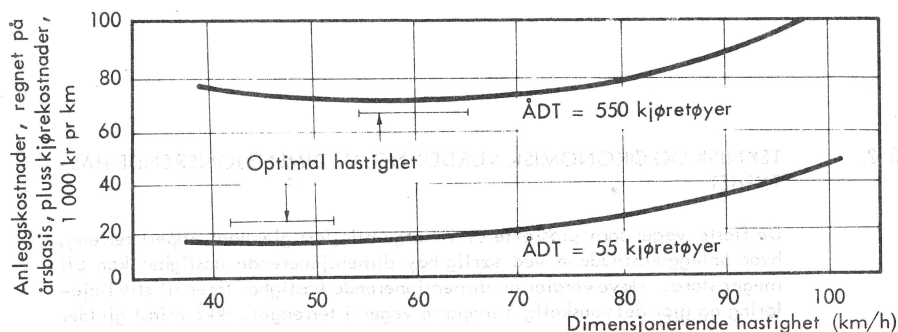
DIMENSJONERENDE HASTIGHET

Kapitel IV

Avsnitt 3

Side nr. 2

Figur IV-3.1 viser sammenhengen mellom optimal hastighet og trafikkbelastning. Kurvene gjelder for samme vegstrekning ved forskjellig trafikkbelastning, og det fremgår av diagrammet hvordan optimal hastighet reduseres ved avtagende trafikkmengde. Skal en veg med liten trafikkmengde føres gjennom vanskelig terreng, vil anleggskostnadene være utslagsgivende for den optimale hastighet. Kjørekostnadene vil være for ubetydelige til å kunne forskyve kurven merkbar, og vegen bør bygges for lav dimensjonerende hastighet.



Figur IV-3.1: Sum anleggs- og kjørekostnader for ulike dimensjonerende hastigheter.

I alminnelighet er det svært liten økning i anleggskostnadene for V inntil 50 km/h, og det synes derfor rimelig å sette $V_{\min} = 50$ km/h. Unntagelser bør gjøres for prosjektering i svært vanskelig fjellterreng hvor $V_{\min} = 30$ km/h kan være berettiget.



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DIMENSJONERENDE HASTIGHET

Kapitel	IV
Avsnitt	3
Side nr.	3

3.3 HOVEDFAKTORER VED FASTLEGGING AV DIMENSJONERENDE HASTIGHET

Når V skal fastlegges er det nødvendig å ta hensyn til de tre hovedfaktorer trafikkmengde, terreng og kjørehastighet.

3.3.1 Trafikkmengde

Trafikkanalyser og -prognoser gir opplysninger om de trafikkmengder og den trafikkstruktur som skal legges til grunn for dimensjonering og utforming av veg. Således vil store trafikkmengder, en høy andel tunge biler og en trafikkstruktur med stor prosentandel lange reiser hver for seg tilsa en kort trasé mellom to punkter og en høy trafikkhastighet.

Dimensjonerende hastighet kan enten fastlegges på grunnlag av nærmere angitt krav om en trafikkhastighet i dimensjonerende time sammenholdt med trafikkmengden, eller på grunnlag av trafikkmengden alene. Dersom det forutsettes at trafikkhastigheten i dimensjonerende time ikke skal synke under et bestemt nivå, skal følgende fremgangsmåte nyttes:

Dimensjonerende trafikkmengde og den minste akseptable trafikkhastighet nyttes som inngangsdata i figur IV-3.3 eller i tabellene V-1.1-8. Derved kan nedre grenseverdi for dimensjonerende hastighet for den aktuelle vegklasse bestemmes.

Dersom det tas utgangspunkt i dimensjonerende trafikkmengde alene finnes dimensjonerende hastighet fra en av tabellene V-1.1-8 for en aktuell vegklasse. Tabellene for $V_T = 50 \text{ km/h}$ i avsnitt V-1 bør ikke nyttes.

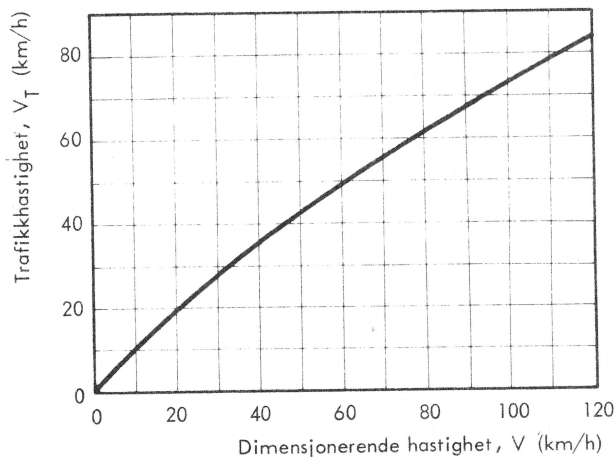
**DIMENSJONERINGSGRUNNLAG**

DIMENSJONERENDE HASTIGHET

Kapitel IV

Avsnitt 3

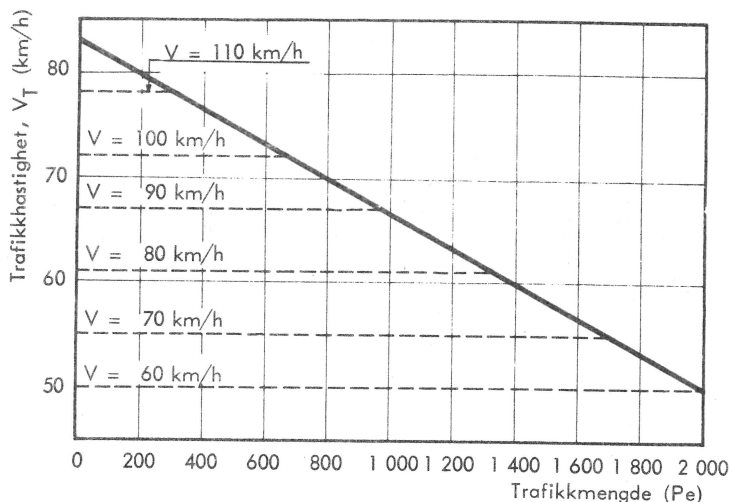
Side nr. 4



Figur IV-3.2: Sammenheng mellom dimensjonerende hastighet, V , og trafikkhastighet, V_T , ved lav trafikkbelastning. Gjelder ikke for 1-felts veger.

Figur IV-3.2 viser sammenhengen mellom dimensjonerende hastighet og trafikkhastighet ved lav trafikkbelastning på strekninger der grenseverdiene for den aktuelle dimensjonerende hastighet nyttes. På strekninger som preges av høyere standard enn dimensjonerende hastighet tilsier, f.eks. der det nyttes horisontalkurver med vesentlig større radius enn $R_{\min}$, er ikke sammenhengene umiddelbart gyldig. I slike tilfeller må den verdi for dimensjonerende hastighet nyttes som de aktuelle kurveradier tilsier, jfr. avsnitt VII-3.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG DIMENSJONERENDE HASTIGHET	Kapittel IV Avsnitt 3 Side nr. 5



Figur IV-3.3: Sammenheng mellom dimensjonerende hastighet og trafikkhastighet ved ulike trafikkbelastninger på 2-felts veier.

Figur IV-3.3 viser sammenhengen mellom dimensjonerende hastighet og trafikkhastighet ved ulike trafikkbelastninger på 2-felts veier. Den begrensning av sammenhengens gyldighet som er angitt for figur IV-3.2 gjelder også for figur IV-3.3.

3.3.2 Terreng

I relativt flatt terreng vil anleggskostnadene variere lite med dimensjonerende hastighet, og veien kan vanligvis bygges slik at den tilfredsstiller kravene til høye hastigheter.

I kupert terreng er det vanskeligere å holde en høy dimensjonerende hastighet uten at anleggskostnadene blir uforholdsmessig høye. I slike tilfeller må veglinjen deles inn i parseller med noenlunde samme terrengforhold, og for hver parsel fastlegges en dimensjonerende hastighet som ikke for sterkt reduserer trafikkhastigheten eller gir uforholdsmessig høye anleggskostnader.

Endring av dimensjonerende hastighet må foretas med stor varsomhet. Vegstrekninger med markert skifte i V har erfaringsmessig høy trafikkulykkesfrekvens da de kan bety et overraskelsesmoment for trafikantene. Mellom to parseller med betydelig forskjell i dimensjonerende hastighet bør det der-

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG DIMENSJONERENDE HASTIGHET	Kapitel Avsnitt Side nr.	IV 3 6

for legges inn en parsell hvor spranget i dimensjonerende hastighet kan utjevnes. Allerede på planleggingsstadiet bør det skisseres et opplegg for skilting og oppmerking i nær tilknytning til den utforming som velges.

3.3.2.1 Stigninger

Lenge vegstrekkninger i stigning bevirker en reduksjon av trafikkhastigheten. Dette er spesielt merkbart for tungtrafikken. Med utgangspunkt i trafikkmengde og -sammensetning er det mulig å beregne trafikkhastigheten og dens spredning, og dette må gjøres som en kontroll på trafikkavviklingens kvalitet i lange og harde stigninger. Den sammenheng som er påvist i figur IV-3.2 mellom trafikkhastighet og dimensjonerende hastighet, kan benyttes til å beregne dimensjonerende hastighet i stigninger.

Trafikksikkerhetsforskning har påvist at en reduksjon av trafikkhastigheten i stigninger kan bidra til høy ulykkesfrekvens. Dette tilskrives i første rekke hastighetsdifferansen mellom lette og tunge biler. I lange og harde stigninger kan tungtrafikken gis egen trasé ved bygging av krabbefelt.

3.3.3 Trafikk- og kjørehastighet

Høye hastigheter kan være vegøkonomisk motivert eller ledd i et alminnelig ønske om hurtige forbindelser mellom distrikter. En høy trafikkhastighet kan således være stilt opp som et ønskemål før et vegprosjekt planlegges i detalj. Denne trafikkhastighet kan dersom det gjelder 2-felts veger, oppnås ved forskjellige dimensjonerende hastigheter, hovedsakelig avhengig av hvor stor del av vegstrekkningen som har tilstrekkelig forbikjøringsikt.

En linjeføring med varierende siktlengder og kurvatur kan føre til endringer av trafikkhastigheten eller til sterk spredning av trafikantenes kjørehastigheter på en vegstrekkning. Den prosjekterende ingeniør må sørge for at den valgte dimensjonerende hastighet står i et rimelig forhold til kjørehastigheten. Vanligvis bør 90 % av kjørehastighetene på en strekning være lavere enn strekkningens dimensjonerende hastighet.

På veger med lange rettstrekkninger vil kjørehastighetene bli høye, og kurvaturen ved enden av slike strekkninger må derfor dimensjoneres for kjørehastigheter på rettstrekkning. Den enkelte trafikants kjørehastighet vil der ved lettere bli tilpasset vegforholdene og vegen får en høy trafikksikkerhetsmessig standard.

Trafikantenes gjennomsnittlige kjørehastighet på god norsk 2-felts veg ligger på 70–80 km/h. Dette er i overensstemmelse med de erfaringer som er høst-

**DIMENSJONERINGSGRUNNLAG**

DIMENSJONERENDE HASTIGHET

Kapitel	IV
Avsnitt	3
Side nr.	7

tet i andre land. På 4-felts veger med midtdeler ligger hastighetsnivået i følge utenlandske erfaringer på gjennomsnittlig 80-90 km/h. På de veger hvor hurtig trafikkavvikling er av stor betydning, og hvor anleggskostnadene ikke øker vesentlig for høy dimensjonerende hastighet, kan V settes til 100 km/h for høyklassige 2-felts veger og 120 km/h for 4-felts veger. En meget liten prosentandel av trafikantene vil på slike veger overskride dimensjonerende hastighet.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

ÅR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG DIMENSJONERENDE TRAFIKK	Kapitel IV Avsnitt 4 Side nr. 1

4.1 DØGNTRAFIKK

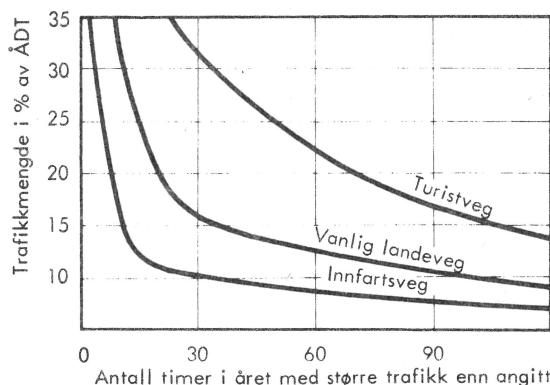
Trafikkbelastningen på en veg angis vanligvis som årsdøgntrafikk, forkortet til ÅDT. ÅDT er den trafikkmengde, uttrykt i kjøretøyer, som avvikles på en veg i løpet av ett år, dividert med 365.

I enkelte tilfeller, f eks for veger som bare er åpne for trafikk i sommerhalvåret, angis trafikkbelastningen i sommerdøgntrafikk, forkortet til SDT. SDT er den trafikkmengde, uttrykt i kjøretøyer, som avvikles på en veg i tidsrommet mai - oktober, dividert med $\frac{365}{2}$.

4.2 TIMETRAFIKK

For dimensjonering og detaljplanlegging er kjennskap til trafikkvariasjonene, bl a over årets timer, av interesse. Trafikkanlegg dimensjoneres vanligvis for den timebelastning som bare overskrides i relativt få timer i prognoseåret. Vanligvis ligger prognoseåret 20 år etter byggeåret.

Foretas kontinuerlige trafikktellinger, f eks over 1 år, og belastningene ordnes etter størrelse, vil resultatene kunne presenteres grafisk som i figur IV-4.1. For de fleste veger har kurven et "kne", vanligvis ved 30. - 50. høyeste time (HT). Vanligvis nyttes trafikkmengden ved kurvens "kne" som dimensjonerende timetrafikk. På figur IV-4.1 er skissert typiske kurver for veger med ulik trafikkarakter. Kurvene i figur IV-4.1 kan ikke nyttes for dimensjonering.



Figur IV-4.1: Eksempler på trafikens variasjon over årets timer, ordnet etter størrelse.

**DIMENSJONERINGSGRUNNLAG**

DIMENSJONERENDE TRAFIKK

Kapitel IV

Avsnitt 4

Side nr. 2

Dimensjonerende timetrafikk fastlegges vanligvis som en prosent av ÅDT eller SDT. Denne prosentsats varierer med trafikkenes karakter og vegens funksjon. Prosentsatsen skal anses å være konstant i planleggingsperioden forutsatt at den trafikk over år skal betjene ikke radikalt endrer karakter.

En metode for beregning av ÅDT og dimensjonerende timetrafikk er gitt i Vegdirektoratets publikasjon "Vegtrafikktelling 1965 - Maskinelle tellinger". Metoden forutsetter bl a at trafikkarakteren på det aktuelle prosjekt er sammenlignbar med 1 av i alt 8 permanente tellepunkter. Kurver for variasjoner i trafikk over året, uken og døgnet for disse 8 permanente tellepunkter er angitt, og fra utvalgstillinger på det aktuelle prosjekt er det mulig å finne frem til sannsynlige trafikk tall for ÅDT og dimensjonerende timetrafikk. Dersom denne metode ikke er anvendbar for det aktuelle prosjekt kan dimensjonerende timetrafikk bestemmes fra nedenstående generelle regler.

Vegene kan i store trekk, som angitt nedenfor, deles inn i tre grupper etter trafikkenes karakter. Dimensjonerende timetrafikk uttrykt i prosent av ÅDT er variabel innen hver av gruppene og den endelige verdi må avgjøres for hvert enkelt prosjekt. Den høyeste prosentsats refererer seg til veg med relativt stor konsentrasjon av trafikk i rushtiden eller i ned stor rekreasjonstrafikk i turistsesongen.

- | | | |
|---|---|-----------|
| 1 | Veger med dominerende arbeidsreiseftrafikk, f eks innfartsvegene til de større byene | 8 - 12 % |
| 2 | Veger med blandet kommersiell og rekreasjonstrafikk, f eks de store sammenbindingsvegene utenfor byenes influensområde | 12 - 20 % |
| 3 | Veger med stor rekreasjonstrafikk eller sterk sesongbetont trafikk, f eks høyfjellsveger, veger til badesteder og skisentra | 20 - 30 % |

Gruppe 1 er veger med liten variasjon i trafikken over året. For de veger hvor helgetrafikken i sommermånedene er vesentlig større enn den vanlige hverdagstrafikken, benyttes 12 % som omregningsfaktor fra ÅDT til dimensjonerende timetrafikk. I motsatt fall benyttes den minste angitte verdi.

Gruppe 2 omfatter veger hvor trafikken har en tendens til å konsentrere seg i rushtidstopper. Hvor rushtidstopperne er særlig markert benyttes 20 % som omregningsfaktor, mens 12 % benyttes for veger der trafikkavviklingen er mer utjevn over dagen og året.

Gruppe 3 omfatter veger med stor rekreasjonstrafikk i turistsesongen og mindre hverdagstrafikk. Den høyeste prosentsats anvendes for veger med stor rekreasjonstrafikk, f eks høyfjellsveger. På veger med mindre utpræget



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DIMENSJONERENDE TRAFIKK

Kapitel IV

Avsnitt 4

Side nr. 3

rekreasjonstrafikk og hvor vegen benyttes hele året er 20 % en rimelig omregningsfaktor mellom årsdøgnetrafikk og dimensjonerende timetrafikk.

Opplysninger om trafikken sammensetning både med hensyn til kjøretøytyper og reisemål kan delvis hentes fra foreliggende trafikktellingsresultater. Hvor disse ikke gir tilstrekkelige opplysninger kan det bli aktuelt å foreta korttidstelling for å fastlegge trafikken sannsynlige sammensetning og karakter, foruten belastningen i visse topptrafikktimer.

4.2 TRAFIKKEN SAMMENSETNING

4.2.1 Tunge biler

Vegers kapasitet blir i disse Vegnormaler uttrykt i personbilenheter pr time. Tunge biler beslaglegger en større veglengde og berører trafikken over et større område enn lette biler. Det er vanlig å ta hensyn til dette ved å multiplisere tallet på tunge biler i en trafikkstrøm med en omregningsfaktor som er et uttrykk for de tunge bilers virkning på kapasiteten. Tabell IV-4.1 angir omregningsfaktorer mellom tunge og lette biler i forskjellig terreng. Denne tabell kan benyttes for hovedplanleggingen. Omregningsfaktorer for de enkelte stigninger finnes i avsnitt V "Vegers kapasitet", og forutsettes benyttet for detaljplanleggingen når stigningsgrad og -lengder er kjent.

Andelen av tunge biler i trafikken blir vanligvis oppgitt i prosent av ÅDT. I dimensjonerende time er imidlertid andelen av tunge biler, uttrykt i prosent, vanligvis vesentlig lavere. Procentsatsen varierer fra prosjekt til prosjekt. Inntil videre kan tungtrafikken andel i dimensjonerende time settes til:

7 % i prognoseåret,

dersom det for det aktuelle prosjekt ikke er utarbeidet prognose for tungtrafikken andel.

Terreng	2-felts veg	Veg med 2 eller flere kjørefelt i hver retning. (Stigning i kjøreretning).
Flatt terreng	2,5	2
Kupert terreng	5	4
Bratt terreng	10	8

Tabell IV-4.1: Omregningsfaktorer for tunge biler til personbilenheter.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG DIMENSJONERENDE TRAFIKK	Kapitel Avsnitt Side nr.	IV 4 4

4.2.2 Motorsykler

En motorsykkel beslaglegger mindre plass i en trafikkstrøm enn en personbil, men påvirker trafikken i noenlunde samme utstrekning. Ut fra kapasitets-hensyn er det derfor berettiget å la en motorsykkel være likevektig med en personbil.

4.2.3 Sykler

Bygging av spesielle kjørefelter for sykkeltrafikk er avhengig av sykkel- og motortrafikkens størrelse. Slike kjørefelter blir i første rekke anlagt for å øke trafikksikkerheten på en veg, men det kan også anses som nødvendig ut fra kapasitetsvurderinger da sykler langs kjørebaneanten betraktes som be-vegelige sidehindere. Vanligvis skal kjørefelter for sykler anlegges hvor:

motortrafikken utgjør over 400 personbilenheter pr time,
sykkeltrafikken utgjør over 50 sykler pr rushtidtime.

eller

motortrafikken er mindre enn 400 personbilenheter pr time,
sykkeltrafikken utgjør over 500 sykler pr sommerdøgn.

Det skilles mellom egen sykkelbane som er adskilt fra kjørebane og som kan gis individuell linjeføring og sykkelfelt som kan være en avmerket del av en utvidet kjørebane, eventuelt adskilt fra kjørebane med kantstein, rekkverk eller grøntbelte, men ellers knyttet til vegens linjeføring. Sykkelfelt eller -bane av 2,0 m bredde og med trafikk i en retning har en kapasitet på ca 2 000 sykler pr time. Dersom slik sykkelbane anlegges for trafikk i begge retninger er kapasiteten ca 1 500 sykler pr time. Et sykkelfelt av 1,25 m bredde med trafikk i en retning har en kapasitet på ca 1 500 sykler pr time. Dersom mopeder forutsettes å nytte sykkelfeltet må bredden være minst 2,0 m for trafikk i en retning.

4.2.4 Gående

I tettbebyggelse og andre steder med betydelig gangtrafikk bør gangbane anlegges på den ene, eventuelt på begge sider av vegen. En 1,5 m bred gangbane uten fast sidehinder gir tilstrekkelig plass for uhindret ferdsel for 2 personer. Dersom gjerde eller rekkverk settes opp langs gangbanen må bredden økes til 2 m. For gangtrafikk i begge retninger er kapasiteten ca 800 personer pr time.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG DIMENSJONERENDE TRAFIKK	Kapitel IV Avsnitt 4 Side nr. 5

4.3 TRAFIKKENS FORDELING PÅ KJØRERETNING

For prosjektering av 1- og 2-felts veger er opplysninger om trafikken fordeling på kjøreretning i dimensjonerende time bare nødvendig hvor større kryss skal dimensjoneres, hvor lange, bratte stigninger skal spesialundersøkes, eller hvor utvidelse til flere kjørefelter kan påregnes.

For prosjektering av fler-felts veger med midtdeier er det av betydning å kjenne trafikken fordeling på kjøreretning i dimensjonerende time. Denne fordeling kan bestemmes ved trafikkteiling i rushtidtimene på den aktuelle vgstrekning. I de tilfeller hvor slike tellinger ikke kan gjennomføres, skal antas at 2/3 av dimensjonerende timetrafikk beveger seg i en retning.

4.4 EKSEMPLER

Eksempel 1:

Innfartsveg. til byen Blank. Bratt terreng, $\text{ÅDT}_{1987} = 24\ 000$ kjøretøyer, herav 25 % tunge biler.

Betydelig rekreasjonstrafikk i sommermånedene.

I dimensjonerende time beregnes tungtrafikken andel til 4 %.

Hvilken timetrafikk skal vegen dimensjoneres for?

- 1 Opplysninger om trafikkmengde er gitt i ÅDT og må omregnes for dimensjonerende time. Vegen kommer inn under gruppe 1 og med betydelig rekreasjonstrafikk settes trafikken i dimensjonerende time til 12 % av ÅDT .
- 2 Tungtrafikken andel er angitt til 4 % i dimensjonerende time.
- 3 Antall tunge biler i dimensjonerende time (fra 2 ovenfor) omregnes til personbilenheter. Av tabell IV-4.1 fremgår det at omregningsfaktoren for fler-felts veg i bratt terreng er 8.
- 4 Personbilenheter kan nå beregnes ved å summere antall personbiler i dimensjonerende time og det antall personbilenheter som representeres av tungtrafikken i dimensjonerende time.
- 5 Siden det ikke foreligger opplysninger om trafikken fordeling på kjøreretning i dimensjonerende time, antas at 2/3 beveger seg i en retning.

Innfartsvegen skal dimensjoneres for:

$$24\ 000 (0,96 + 0,04 \cdot 8) 0,12 \cdot \frac{2}{3} = \underline{2\ 458 \text{ personbilenheter i en retning}}$$



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DIMENSJONERENDE TRAFIKK

Kapitel	IV
Avsnitt	4
Side nr.	6

Det må alltid kontrolleres hvorvidt tungtrafikken i dagtimene forårsaker en større trafikk enn dimensjonerende timetrafikk.

I dette tilfelle er tungtrafikken andel 25 % i dagtimene. Det forutsettes at den vesentlige del av ÅDT avvikes i løpet av 16 timer (dagtrafikk). Antall personbilenheter i en dagtime blir da:

$$24\,000 (0,75 + 0,25 \cdot 8) \frac{1}{16} \cdot \frac{1}{2} = \underline{2\,063 \text{ personbilenheter i hver kjøreretning}}$$

): Trafikk i dagtimene < dimensjonerende timetrafikk.

Eksempel 2:

Hovedveg mellom Rød og Brun i flatt terreng.
 ÅDT₁₉₈₇ = 3 500 kjøretøyer, herav 20 % tunge biler.
 Blandet kommersiell og rekreasjonstrafikk.
 Hvilken timetrafikk skal vegen dimensjoneres for?

Som for eksempel 1 må trafikkmengden uttrykkes i personbilenheter i dimensjonerende time. Vegen faller i gruppe 2, d v s 12–20 % av ÅDT. Fullstendige opplysninger vedrørende rekreasjonstrafikken i sommerhalvåret (helgetrafikken) er ikke tilgjengelige. Det antas at tilleggsopplysninger viser at det ikke er tendenser til uvanlig stor trafikk-konsentrasjon i helgene. (Slik konsentrasjon av trafikken ville berettige en høy prosentsats). Videre antas det at tilleggsopplysningene viser at trafikkmengden varierer i løpet av dagen slik at det er markerte rushtidtimer. (En relativt jevn trafikkmengde hele dagen tilsier bruk av lav prosentsats). Disse opplysninger tilsier at middelverdien 16 % bør benyttes dersom dagens situasjon også er representativ for den fremtidige situasjon.

Vurderinger av samfunnsstrukturen og vekstmulighetene i området tilsier at trafikken karakter vil forbli uforandret frem til prognoseåret i dette distriktet, men kan prosentsatsen fastlegges på grunnlag av dagens situasjon.

Tungtrafikken andel i dimensjonerende time er ikke angitt og settes derfor til 7 %.

Dermed er de nødvendige opplysninger for å beregne dimensjonerende time-trafikk skaffet til veie og beregningen kan skje på samme måte som i eksempel 1:

$$3\,500 (0,93 + 0,07 \cdot 2,5) 0,16 = \underline{619 \text{ personbilenheter}}$$

Som kontroll beregnes også trafikkmengden i dagtimene:

$$3\,500 (0,80 + 0,20 \cdot 2,5) \frac{1}{16} = 284 \text{ personbilenheter}$$

): Dimensjonerende timetrafikk > trafikk i dagtimene.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGERS KAPASITET KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD	Kapitel	V
		Avsnitt	1
		Side nr.	1

1.1 KAPASITET VED UFORSTYRRET TRAFIKKSTRØM

Med begrepet kapasitet menes generelt det største antall kjøretøyer som under gitte betingelser kan passere en vegstrekning eller et snitt av en veg i løpet av en tidsenhet. Kapasiteten måles i personbilenheter pr time, dersom annen benevnning ikke er angitt. Andre kjøretøyer enn lette biler omregnes til personbilenheter.

Det benyttes følgende spesielle kapasitetsdefinisjoner:

- 1 Teoretisk kapasitet er den største trafikkmengde, uttrykt i personbilenheter pr time, som en kjørebane eller et kjørefelt kan avvike under ideelle veg- og trafikkforhold.
- 2 Mulig kapasitet er den største trafikkmengde, uttrykt i personbilenheter pr time, som en kjørebane eller et kjørefelt kan avvike under eksisterende veg- og trafikkforhold.
- 3 Dimensjonerende kapasitet er den største trafikkmengde, uttrykt i personbilenheter pr time, som en kjørebane eller et kjørefelt kan avvike under eksisterende eller planlagte veg- og trafikkforhold, slik at nærmere angitte krav til trafikkavviklingens kvalitet i dimensjonerende time tilfredsstilles.

1.1.1 Teoretisk kapasitet

Fler-felts veger (2 eller flere kjørefelter i hver retning) har en teoretisk kapasitet på 2000 personbilenheter pr time og kjørefelt. Teoretisk kapasitet vil kunne oppnås dersom følgende betingelser for ideelle veg- og trafikkforhold er oppfylt:

- 1 Trafikken i hver kjøreretning må disponere minst 2 kjørefelter og være adskilt med fysisk midtdeler.
- 2 Trafikkhastigheten må ligge mellom 50 og 65 km/h, og hastighetsspredningen må være liten.
- 3 Trafikkstrømmen må nesten utelukkende bestå av lette biler.
- 4 Kjørefeltene må ha jevnt dekke og være oppmerket med bredde på minst 3,75 m. Skulderbredden og avstanden til sidehindre må være minst 1,8 m.
- 5 Det må ikke forekomme sikthindrende partier, stigninger, dårlig utformede kurver, kryss eller gangtrafikk som kan virke forstyrrende på trafikkavviklingen.



VEGERS KAPASITET

KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD

Kapitel	V
Avsnitt	1
Side nr.	2

2-felts veger har en teoretisk kapasitet på 2 000 personbilenheter pr time for begge kjøreretninger tilsammen, uansett trafikkens fordeling på kjøreretning. Teoretisk kapasitet vil kunne oppnås dersom ovenstående betingelser 2, 3, 4 og 5 for ideelle veg- og trafikkforhold er oppfylt.

1-felts veger med trafikk i begge retninger har en teoretisk kapasitet på ca 400 personbilenheter pr time. Teoretisk kapasitet vil kunne oppnås dersom følgende betingelser for ideelle veg- og trafikkforhold er oppfylt.

- 1 Alle kjøretøyer må bevege seg med en hastighet på ca 50 km/h.
- 2 Trafikkstrømmen må nesten utelukkende bestå av lette biler.
- 3 Kjørefeltet må ha jevnt dekke og være oppmerket med bredde på minst 3,5 m. Skuldrene må være minst 0,5 m brede og fri for sidehindre.
- 4 Siktforholdene må være så gode at det er full oversikt over vegen fra ett møtested til det neste.
- 5 Det må ikke forekomme stigninger, dårlig utformede kurver, kryss eller gangtrafikk som kan virke forstyrrende på trafikkavviklingen.

1.1.2 Mulig kapasitet

Når veg- og trafikkforholdene er ideelle, vil en veks mulige kapasitet være lik vegens teoretiske kapasitet. Vanligvis er imidlertid forholdene ikke ideelle, og den mulige kapasitet finnes ved å multiplisere den teoretiske kapasitet med reduksjonsfaktorer som bestemmes av de eksisterende veg- og trafikkforhold.

1.1.3 Dimensjonerende kapasitet

Størrelsen av en veks dimensjonerende kapasitet avhenger av veg- og trafikkforholdene og de krav som stilles til trafikkavviklingens kvalitet i dimensjonerende time. Trafikkavviklingens kvalitet uttrykkes ved den trafikkhastighet som oppnås i dimensjonerende time, slik at en høy trafikkhastighet tilsvarer høy kvalitet og lav trafikkhastighet et lavt kvalitetsnivå for trafikkavviklingen. Resultatet er at krav om høy trafikkavviklingskvalitet resulterer i lav dimensjonerende kapasitet.

Stabile trafikkforhold i dimensjonerende time, og derved høy kvalitet på trafikkavviklingen, oppnås når $V_T \geq 60$ km/h. Når $V_T = 50$ km/h er vegens mulige kapasitet nådd, og trafikkforholdene er ustabile.

I tabellene V-1.1-8 angis dimensjonerende kapasitet for ulike vegklasser ved alternative verdier for dimensjonerende hastighet og trafikkhastighet. Det

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGERS KAPASITET KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD	Kapitel V Avsnitt 1 Side nr. 3
forutsettes at vegen er ideelt utformet bortsett fra kjørebane- og skulderbredder. Dersom andre kapasitetsreduserende forhold er tilstede, må kapasitetstallene reduseres i henhold til retningslinjene i avsnitt V-2. Tabellene V-1.1-4 gjelder for 2-felts veger. Kapasitetstallene angir den samlede trafikkmengde pr time for begge kjøreretninger, uttrykt i personbilenheter (P_e/h). Tabellene V-1.5-8 gjelder for 4-felts veger. I disse tabeller angir kapasitetstallene trafikkmengden pr time pr kjørefelt, uttrykt i personbilenheter (P_e/h). For 1-felts veger av ideell utforming nyttes 180 P_e/h som dimensjonerende kapasitet ved en trafikkhastighet på 50 km/h.		



VEGERS KAPASITET

KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD

Kapitel	V
Avsnitt	1
Side nr.	4

 $V_T = 65 \text{ km/h}$

Vegklasse	Dimensjonerende hastighet (km/h)		
	90	100	110
II a:	1 000	1 050	1 100
II b: 1,5 m skulder	880	930	970
0,75 m skulder	780	820	850
II c: 1,0 m skulder	730	770	800
0,5 m skulder	660	700	730
II d:	600	640	670

Tabell V-1.1: Dimensjonerende kapasitet i Pe/h for ulike 2-felts veger ved alternative verdier av dimensjonerende hastighet.
 $V_T = 65 \text{ km/h}$.

 $V_T = 60 \text{ km/h}$

Vegklasse	Dimensjonerende hastighet (km/h)			
	80	90	100	110
II a:	1 100	1 250	1 350	1 400
II b: 1,5 m skulder	970	1 100	1 200	1 230
0,75 m skulder	850	970	1 050	1 080
II c: 1,0 m skulder	800	900	980	1 020
0,5 m skulder	730	830	890	920
II d:	670	760	820	850

Tabell V-1.2: Dimensjonerende kapasitet i Pe/h for ulike 2-felts veger ved alternative verdier av dimensjonerende hastighet.
 $V_T = 60 \text{ km/h}$.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGERS KAPASITET KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD	Kapitel V Avsnitt 1 Side nr. 5

$$V_T = 55 \text{ km/h}$$

Vegklasse	Dimensjonerende hastighet (km/h)				
	70	80	90	100	110
II a:	1 300	1 500	1 600	1 650	1 700
II b: 1,5 m skulder	1 150	1 320	1 400	1 450	1 500
0,75 m skulder	1 000	1 160	1 240	1 280	1 320
II c: 1,0 m skulder	950	1 100	1 170	1 200	1 240
0,5 m skulder	850	990	1 060	1 100	1 120
II d:	780	920	980	1 020	1 040

Tabell V-1.3: Dimensjonerende kapasitet i P_e/h for ulike 2-felts veger ved alternative verdier av dimensjonerende hastighet.
 $V_T = 55 \text{ km/h}$.

$$V_T = 50 \text{ km/h}$$

Vegklasse	Dimensjonerende hastighet (km/h)					
	60	70	80	90	100	110
II a:	$\leq 2\,000$					
II b: 1,5 m skulder	$\leq 1\,800$					
0,75 m skulder	$\leq 1\,650$					
II c: 1,0 m skulder	$\leq 1\,550$					
0,5 m skulder	$\leq 1\,450$					
II d:	$\leq 1\,200$					

Tabell V-1.4: Dimensjonerende kapasitet i P_e/h for ulike 2-felts veger ved alternative verdier av dimensjonerende hastighet.
 $V_T = 50 \text{ km/h}$.



VEGERS KAPASITET

KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD

Kapitel	V
Avsnitt	1
Side nr.	6

 $V_T = 80 \text{ km/h}$

Vegklasse	Dimensjonerende hastighet (km/h)
	110-120
I a:	700
I b: 1,5 m skulder	600
0,75 m skulder	560

Tabell V-1.5: Dimensjonerende kapasitet i P_e/h for 4-felts veger ved alternative verdier av dimensjonerende hastighet. $V_T = 80 \text{ km/h}$.

 $V_T = 70 \text{ km/h}$

Vegklasse	Dimensjonerende hastighet (km/h)		
	90	100	110-120
I a:	500	800	1 000
I b: 1,5 m skulder	400	700	1 000
0,75 m skulder	370	650	930

Tabell V-1.6: Dimensjonerende kapasitet i P_e/h for 4-felts veger ved alternative verdier av dimensjonerende hastighet. $V_T = 70 \text{ km/h}$.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGERS KAPASITET KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD	Kapitel V Avsnitt 1 Side nr. 7

$V_T = 60 \text{ km/h}$

Vegklasse	Dimensjonerende hastighet (km/h)			
	80	90	100	110-120
I a:	900	1 400	1 650	1 800
I b: 1,5 m skulder	500	950	1 250	1 500
0,75 m skulder	470	880	1 160	1 400

Tabell V-1.7: Dimensjonerende kapasitet i P_e/h for 4-felts veger ved alternative verdier av dimensjonerende hastighet. $V_T = 60 \text{ km/h}$.

$V_T = 50 \text{ km/h}$

Vegklasse	Dimensjonerende hastighet (km/h)			
	80	90	100	110-120
I a:	$\leq 2\,000$			
I b: 1,5 m skulder	$\leq 2\,000$			
0,75 m skulder	$\leq 1\,850$			

Tabell V-1.8: Dimensjonerende kapasitet i P_e/h for 4-felts veger ved alternative verdier av dimensjonerende hastighet. $V_T = 50 \text{ km/h}$.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR Kapitel Avsnitt Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGERS KAPASITET KAPASITETSBEREGNING	Kapitel	V
		Avsnitt	2
		Side nr.	1

2.1 BEREGNINGSMETODE

Før kapasitetsberegningene kan utføres må veglinjen deles inn i parseller med noenlunde ens sikt- og stigningsforhold. Parsellene skal være så lange som mulig og bør ikke være kortere enn 5 km.

Vegens dimensjonerende kapasitet beregnes og angis for hver parsell. Den kapasitetsreducerende virkning av sidehindre, siktforhold og stigninger innen en parsell utjevnes over hele parsellen.

For mulig kapasitet kan ikke virkningen av kapasitetsreducerende forhold utjevnes over hele parsellen, og "flaskehalsens" kapasitet blir derfor bestemmende.

Inndelingen av en vegstrekning i parseller med noenlunde ens stignings- og siktforhold, må for en stor del hvile på den enkelte ingeniørs skjønn. For å komme frem til pålitelige kapasitetstall er det meget viktig at veglinjen studeres inngående med tanke på kapasitet før en endelig oppdeling i parseller foretas.

I tabellene V-1.1-8 er det allerede tatt hensyn til kjørefelt- og skulderbredder. Det er her forutsatt at ytre kant av skulderen representerer et sidehinder, d v s skuldrene er fri for sidehinder.

For veger under planlegging hvor skulderbredden kan holdes uendret og fri for sidehindre kommer derfor ingen ytterligere reduksjonsfaktor for kjørebane- og skulderbredder til anvendelse. Reduksjonsfaktorer for siktforhold og stigninger sammenholdt med tungtrafikk beregnes på vanlig måte, og kapasitetstallet for den aktuelle vegklasse (fra tabellene V-1.1-8) multipliseres til slutt med en samlet reduksjonsfaktor for hele parsellen.

$$K_D = K_D' \cdot F_t$$

hvor K_D = dimensjonerende kapasitet for parsellen

K_D' = dimensjonerende kapasitet for vegklassen
fra tabellene V-1.1-8

F_t = samlet reduksjonsfaktor for en parsell

For eksisterende veger er som regel skulderbredden vekslende, og det forekommer ofte sidehindre på skuldrene. I slike tilfeller må reduksjonsfaktoren, f_h , slik den defineres nedenfor, beregnes etter de retningslinjer som angis. Her må imidlertid alltid kapasitetstallet for det aktuelle hastighetsnivå for vegklasse IIa multipliseres med F_t . I tabellene V-1.1-4 representerer vegklasse IIa en ideell 2-felts veg med kjørebane- og skulderbredder.



VEGERS KAPASITET

KAPASITETSBEREGNING

Kapitel	V
Avsnitt	2
Side nr.	2

2.2 KAPASITETSREDUSERENDE FORHOLD

Det tas hensyn til 3 kapasitetsreduserende forhold:

- 1 Kjørebane- og skulderbredder, samt avstand til sidehinder
- 2 Siktforholdene
- 3 Stigninger sammenholdt med prosentandel tunge biler

2.2.1 Kjørebane- og skulderbredder, samt avstand til sidehinder

2.2.1.1 Reduksjonsfaktorens størrelse

Reduksjonsfaktorens størrelse f_h er avhengig av kjørebanebredde, avstand fra kjørebane kant til sidehinder og hvorvidt sidehinderet gjør seg gjeldende på begge sider eller bare på den ene siden av vegen.

Figurene V-2.1-6 angir reduksjonsfaktorens størrelse for mulig og dimensjonerende kapasitet for 2- og 4-felts veger. Reduksjonsfaktorene for 1-felts veg, hvor også avstand mellom møtestedet inngår, angis i tabell V-2.1.

Som møtested regnes foruten utbygde møteplasser også alle steder hvor 2 personbiler kan passere hverandre, d v s avkjørsler, breddeutvidelser i kurver m m hvor kjørebane er over 4,0 m bred. Avstanden D mellom møtestedet måles fra endepunkt til begynnelsepunkt, d v s at møtestedets lengde holdes utenfor. Gjennomsnittlig avstand $\bar{D}$ mellom møtestedet er da

$$\bar{D} = \sum_{i=1}^n \frac{D_i}{n}$$

Kjørebanebredde	Gjennomsnittlig avstand mellom møtestedet		
	Under 30 m	30-50 m	50-100 m
Over 3,5 m	1,00	0,96	0,90
3,0 - 3,5 m	0,83	0,80	0,72
Under 3,0 m	0,62	0,58	0,50

Tabell V-2.1: Reduksjonsfaktor f_h for 1-felts veger.



VEGERS KAPASITET

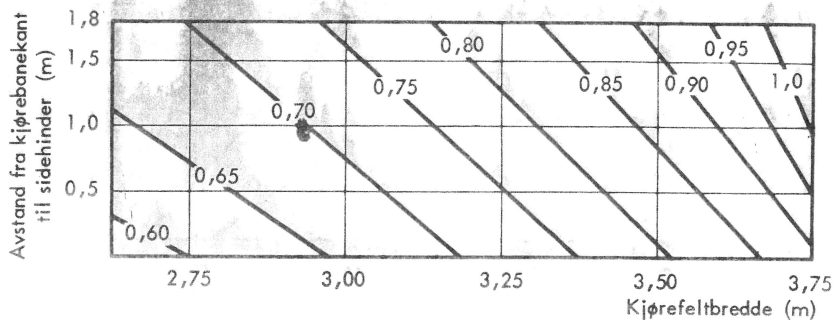
KAPASITETSBEREGNING

AR 1967

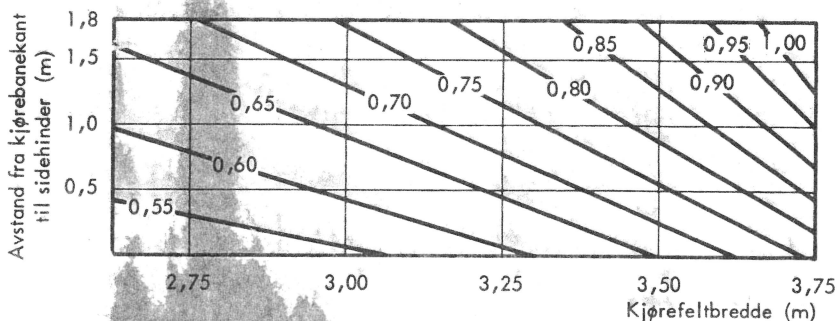
Kapitel V

Avsnitt 2

Side nr. 3



Figur V-2.1: Reduksjonsfaktor f_h for dimensjonerende kapasitet p g a sidehinder på en side av 2-felts veg.

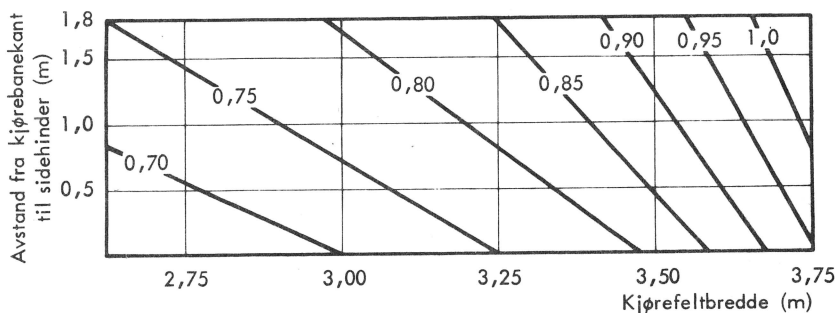


Figur V-2.2: Reduksjonsfaktor f_h for dimensjonerende kapasitet p g a sidehinder på begge sider av 2-felts veg.

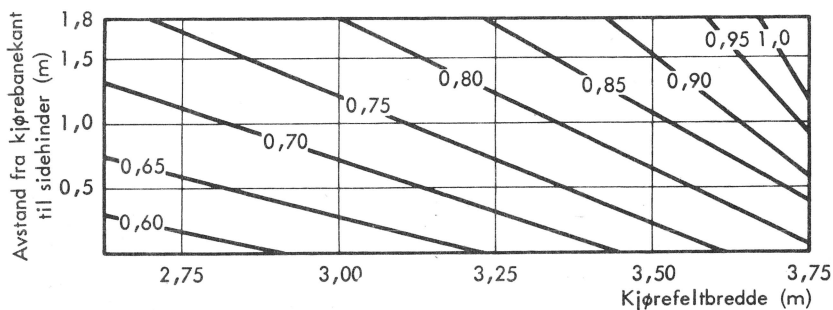


VEGERS KAPASITET

KAPASITETSBEREGNING

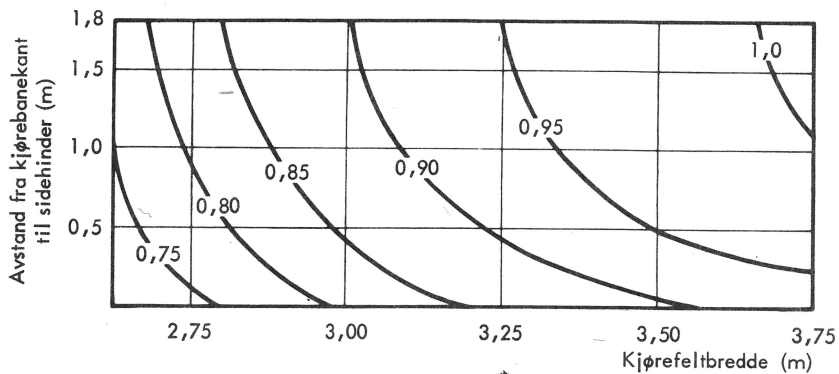


Figur V-2.3: Reduksjonsfaktor f_h for mulig kapasitet p_g a sidehinder på en side av 2-felts veg.

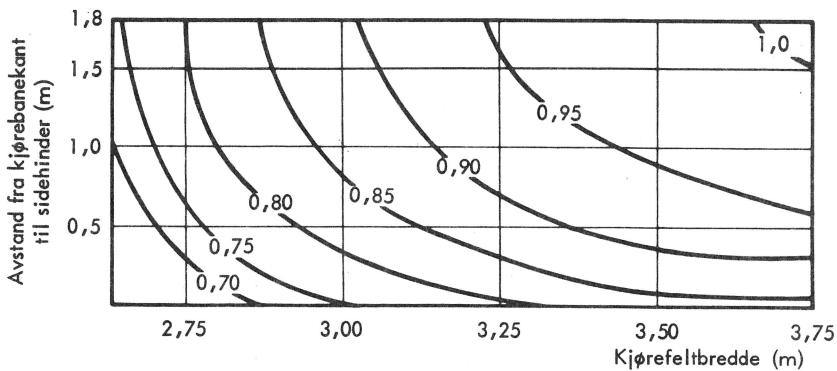


Figur V-2.4: Reduksjonsfaktor f_h for mulig kapasitet p_g a sidehinder på begge sider av 2-felts veg.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGERS KAPASITET KAPASITETSBEREGNING	Kapitel V Avsnitt 2 Side nr. 5



Figur V-2.5: Reduksjonsfaktor f_h for mulig og dimensjonerende kapasitet p g a sidehinder på en side av 4-felts veg.



Figur V-2.6: Reduksjonsfaktor f_h for mulig og dimensjonerende kapasitet p g a sidehinder på begge sider av 4-felts veg.



VEGERS KAPASITET

KAPASITETSBEREGNING

Kapitel	V
Avsnitt	2
Side nr.	6

2.2.1.2 Veglengde som påvirkes av reduksjonsfaktoren

Den totale veglengde, l_t , som påvirkes av sidehindre, er sammensatt av sidehinderets egen lengde, l_h , i kjøreretningen og dets influenslengde, l_v .

$$l_t = l_h + l_v$$

Det antas at sidehinderet påvirker trafikken i en avstand på ca 4,5 sekunder og influenslengden kan følgelig beregnes fra

$$l_v = v \cdot \frac{1\,000}{3\,600} \cdot 4,5 = \frac{5}{4} V_T$$

hvor l_v = influenslengde, m

V_T = trafikkhastighet, km/h

Herav følger at

$$l_t = (l_h + \frac{5}{4} V_T) \quad (m)$$

Hvor sidehinderet er telegrafstolper e l av ubetydelig lengde i kjøreretningen, settes $l_h = 0$ og uttrykket forenkles til

$$l_t = (n \cdot \frac{5}{4} V_T) \quad (m/km)$$

hvor n = antall sidehindre pr km.

Virkingen av sidehindre utjevnes deretter over den parsell som kapasiteten skal beregnes for, og en samlet reduksjonsfaktor, F_h , for hele parsellen beregnes etter formelen

$$F_h = \frac{(L - \sum l_t) + \sum (l_t \cdot f_h)}{L}$$

hvor L = parsellens lengde, m

l_t = veglengde som påvirkes av sidehindre, m

f_h = reduksjonsfaktor for de enkelte sidehindre

F_h = samlet reduksjonsfaktor for hele parsellen



VEGERS KAPASITET

KAPASITETSBEREGNING

Kapitel V

Avsnitt 2

Side nr. 7

2.2.2 Siktforhold

Manglende forbikjøringssikt reduserer en 2-felts vegs dimensjonerende kapasitet. I tabell V-2.2 vises hvordan reduksjonsfaktoren, F_s , varierer i henhold til hvor stor del av vegen som har mindre sikt enn forbikjøringssikt. Reduksjonsfaktorens størrelse relateres også til den trafikkhastighet som forutsettes i dimensjonerende time ved alternative verdier for dimensjonerende hastighet.

Dimensjonerende hastighet km/h	Prosent veglengde med kortere siktlengde enn nødvendig forbikjøringssikt						Trafikkhastighet km/h
	0	20	40	60	80	100	
110	1,0	0,95	0,85	0,75	0,65	0,55	65
100	1,0	0,93	0,83	0,73	0,60	0,50	
90	1,0	0,90	0,80	0,70	0,55	0,45	
110	1,0	0,97	0,93	0,89	0,84	0,77	60
100	1,0	0,96	0,90	0,82	0,72	0,60	
90	1,0	0,95	0,86	0,77	0,67	0,50	
80	1,0	0,94	0,84	0,70	0,50	0,30	
110	1,0	0,99	0,98	0,97	0,95	0,94	55
100	1,0	0,98	0,96	0,93	0,90	0,87	
90	1,0	0,97	0,94	0,91	0,86	0,80	
80	1,0	0,96	0,92	0,88	0,80	0,68	
70	1,0	0,93	0,85	0,78	0,65	0,45	

Tabell V-2.2: Reduksjonsfaktor F_s for 2-felts vegers dimensjonerende kapasitet.

For 1-felts veger vil manglende møtesikt føre til kapasitetsreduksjon, og reduksjonsfaktorens størrelse angis i tabell V-2.3.

Møtesikt m	Trafikkhastighet	
	30 km/h	40 km/h
Over 200	1,00	0,96
150 - 200	0,88	0,84
100 - 150	0,75	0,72
50 - 100	0,50	0,45
Under 50	0,30	0,25

Tabell V-2.3: Reduksjonsfaktor F_s for 1-felts vegers dimensjonerende kapasitet.



VEGERS KAPASITET

KAPASITETSBeregning

Kapitel	V
Avsnitt	2
Side nr.	8

2.2.3 Stigninger og tungtrafikk

Den kapasitetsreduserende virkning av tunge biler i stigninger kan kvantifiseres ved å angi hvor mange personbilenheter en tung bil representerer. Denne ekvivalentverdien E er satt til 2,5 P_e ved kjøring på flat 2-felts veg og 2,0 P_e på flat 4-felts veg. I stigninger vil ekvivalentverdien variere i henhold til stigningsgrad og stigningslengde, som vist i tabell V-2.4.

Vegklasse	Stignings- lengde (m)	Tunge bilers ekvivalentverdi i ulike stigninger				
		30 ‰	40 ‰	50 ‰	60 ‰	70 ‰
1- og 2-felts veger	150	3,9	4,1	4,2	4,2	4,3
	300	4,1	4,3	4,5	4,6	4,9
	600	4,3	4,6	4,8	5,5	5,5
	1 000	4,4	4,8	5,3	6,1	6,6
	1 500	4,6	5,3	5,9	6,6	7,3
	2 000	4,7	5,5	6,2	6,9	7,6
	3 000	5,0	5,8	6,4	7,2	7,9
	5 000	5,0	6,0	6,6	7,3	8,2
	7 000	5,1	6,0	6,7	7,4	8,3
	10 000	5,1	6,0	6,8	7,6	8,3
4-felts veger	150	3,1	3,3	3,4	3,4	3,4
	300	3,3	3,4	3,6	3,7	3,9
	600	3,4	3,7	3,8	4,4	4,5
	1 000	3,5	3,8	4,2	4,9	5,3
	1 500	3,7	4,2	4,7	5,3	5,8
	2 000	3,8	4,4	5,0	5,5	6,1
	3 000	4,0	4,6	5,1	5,8	6,3
	5 000	4,0	4,8	5,3	5,8	6,6
	7 000	4,1	4,8	5,4	6,0	6,6
	10 000	4,1	4,8	5,4	6,1	6,6

Tabell V-2.4: Tunge bilers ekvivalentverdi E i ulike stigninger.

For en parsell beregnes den gjennomsnittlige E -verdi for alle stigninger fra formelen

$$E = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n (E_i \cdot l_i)$$

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1970
	VEGERS KAPASITET KAPASITETSBEREGNING	Kapitel V Avsnitt 2 Side nr. 9

hvor E = gjennomsnittlig ekvivalentverdi

E_i = ekvivalentverdi for stigningen i

l_i = lengde av stigningen i , m

L = parsellens lengde, m

n = antall stigninger

Reduksjonsfaktoren, F_e , beregnes fra formelen

$$F_e = \frac{100 + T (E_o - 1)}{100 + T (E - 1)}$$

hvor F_e = reduksjonsfaktor m h p kapasitet

T = prosentandel tunge biler

E = gjennomsnittlig ekvivalentverdi for parsellen

E_o = ekvivalentverdi på flat veg
(2,5 for 2-felts veg, 2,0 for 4-felts veg)

For hovedplanleggingen er det for tidkrevende å beregne stigningenes kapasitetsreducerende virkning etter de retningslinjer som er angitt ovenfor. Ved hjelp av nomogrammet i figur V-2.7 er det mulig å foreta en grov beregning av reduksjonsfaktoren F_e' for en parsell. Trafikktallene som nyttes på dette planleggingsstadium uttrykkes oftest i kjøretøyer pr time, og F_e' er derfor reduksjonsfaktoren for slike trafikktall. Forholdet mellom F_e (som nyttes når trafikktallene uttrykkes i Pe) og F_e' er

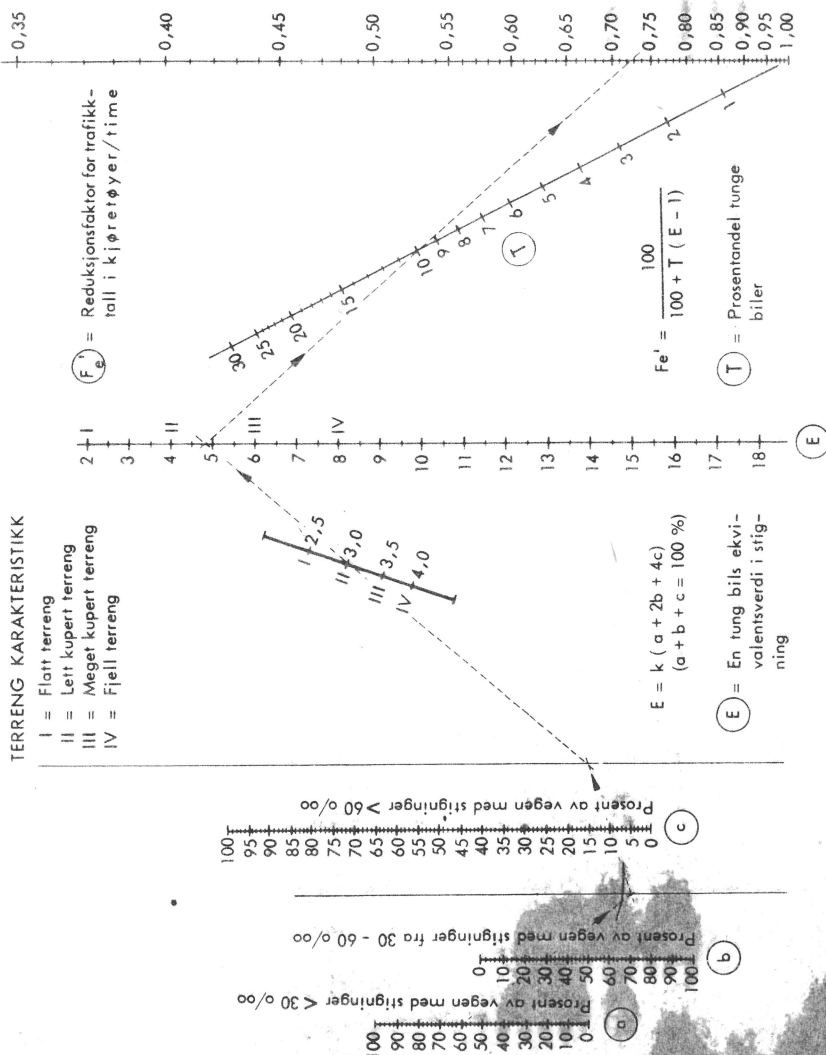
$$F_e = F_e' \cdot \frac{100 + T (E_o - 1)}{100}$$

2.2.4 Samlet reduksjonsfaktor for en parsell

Den samlede reduksjonsfaktor F_t kan nå beregnes fra

$$F_t = F_h \cdot F_s \cdot F_e$$

Kapasitetstallene multipliseres med F_t etter de regler som er nevnt under underavsnitt V-2.1.



Figur V-2.7: Nomogram for beregning av stigningers og tungtrafikkens virkning på vegerskapasitet.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING VEGERS KAPASITET KAPASITETSBEREGNING	AR1967 KapitelV Avsnitt2 Side nr.11
2.3KONTROLLREGNING Når resultatet av kapasitetsberegningene foreligger, må dette sammenlignes med dimensjonerende trafikkmengde. Forholdet mellom dimensjonerende trafikk, M_D, og dimensjonerende kapasitet, K_D, bør ikke overstige 1,25. $\frac{M_D}{K_D} \leq 1,25$ Derved sikres gode kjøreforhold i dimensjonerende time. Det må også undersøkes at vegens mulige kapasitet ikke overstiges i de sterkest trafikerte timer i året. Vegens mulige kapasitet må derfor beregnes og sammenlignes med den største forventede timetrafikk i året. $K_M \geq M_{maks}$		

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGERS KAPASITET VEGKRYSSETS KAPASITET	Kapitel Avsnitt Side nr.	V 3 1
3.1 KONFLIKTPUNKTER OG KRITISK TIDSLUKE Et vegkryss utformes med sikte på at de ulike kjøreruter skal ha størst mulig kapasitet uten at sikkerheten reduseres under en rimelig akseptert grense. Den kritiske faktor for kapasiteten i kryss er konfliktpunktene. Av konfliktforhold er det tre typer: - A Konfliktpunkt mellom kryssende trafikkstrømmer. - B Konfliktpunkt mellom konvergerende trafikkstrømmer. - C Konfliktstrekning mellom divergerende trafikkstrømmer. I plankryss vil samtlige konfliktforhold oppstå. I toplanskryss unngås konfliktpunkter av type A for de gjennomgående trafikkstrømmer. Et konfliktområde består av ett eller flere konfliktpunkter og oppstår der to eller flere trafikkstrømmer benytter en felles del av kjørebanelen. En trafikkstrøm kan enten være forkjørsberettiget eller være vike- eller stoppepliktig. I det etterfølgende betegnes strømmene som henholdsvis berettigede eller forpliktete. Når et kjøretøy i en berettiget trafikkstrøm blokkerer konfliktpunktet, må den forpliktete trafikkstrøm vente. Kapasiteten av et forpliktet kjørefelt bestemmes derfor av: 1 trafikkbelastningen i berettigede kjørefelter. 2 den tidsavstand mellom to etterfølgende kjøretøyer i de berettigede trafikkstrømmer som vognførerne i den forpliktete trafikkstrøm antar de behøver for å kjøre over konfliktpunktet. Denne nødvendige tidsavstand varierer med situasjon, tid og person. I kapasitetsberegninger nyttes en kritisk tidsluke, t_k, og passeringstid som bestemmes ut fra målinger. Den kritiske tidsluke kjennetegnes ved at antallet lengre tidsluker som forkastes av trafikantene på det forpliktete kjørefelt er lik antallet kortere tidsluker som aksepteres. Passeringstiden er tidsavstanden mellom etterfølgende kjøretøyer på det forpliktete kjørefelt som velger å krysse konfliktpunktet i samme tidsluke. Kritisk tidsluke og passeringstid er avhengig av vikepliktsregelen. Det skilles her mellom vikeplikt (alminnelig vikeplikt og vikepliktsskilt) og stoppeplikt (stoppskilt). For alle konfliktsituasjoner regnes passeringstiden lik 3 sek ved vikeplikt og 6 sek ved stoppeplikt. Figur V-3.1 viser verdier for t_k for ulike konfliktsituasjoner både for vikeplikt og stoppeplikt.			



VEGERS KAPASITET

VEGKRYSSETS KAPASITET

Konfliktsituasjon	Vikeplikt	Stoppeplikt
	$t_k = 4 \text{ sek}$	$t_k = 6 \text{ sek}$
	$t_k = 5 \text{ sek}$	$t_k = 6 \text{ sek}$
	$t_k = 6 \text{ sek}$	$t_k = 8 \text{ sek}$
	$t_k = 7 \text{ sek}$	$t_k = 8 \text{ sek}$

Figur V-3.1: Kritisk tidsluke for ulike konfliktsituasjoner.

3.2

MULIG KAPASITET

Plankryssets mulige kapasitet er den største samlede trafikkmengde uttrykt i $P_e/15 \text{ min}$ som kan avvikles på de forkjørsberettigede og de vikepliktige kjørefelter. Dette betinger at samtlige akseptable tidsluker i de berettigede trafikkløpene nyttes til krysning og forutsetter derfor at det alltid er ventende vikepliktige kjøretøyer foran konfliktpunktene i dimensjonerende kvarter.



VEGERS KAPASITET

VEGKRYSSETS KAPASITET

Kapitel	V
Avsnitt	3
Side nr.	3

3.3 DIMENSJONERENDE KAPASITET

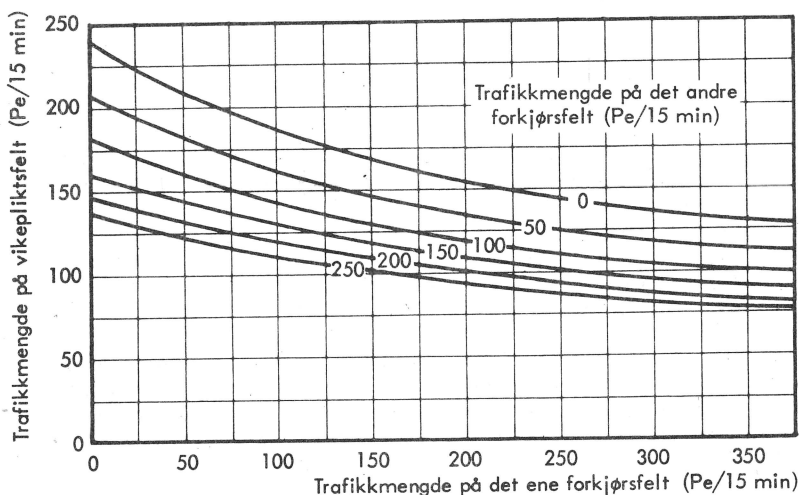
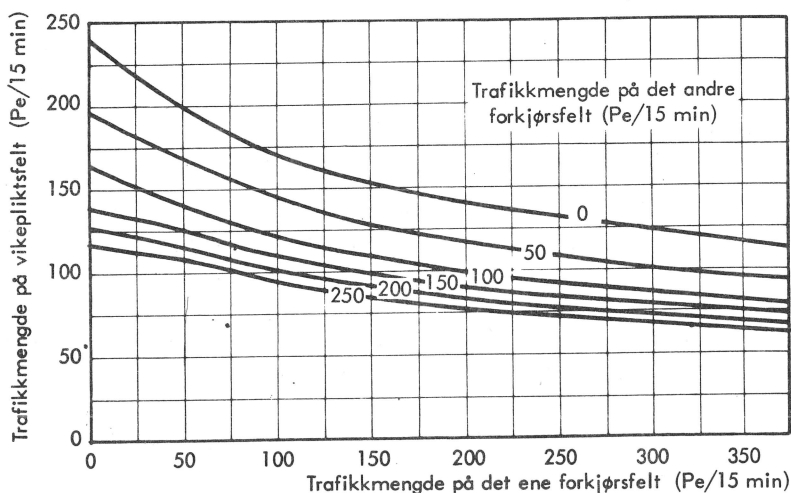
Et plankryss skal planlegges ut fra dimensjonerende kvartertrafikk i prognoseåret. Vegene som fører mot krysset er normalt utbygd på grunnlag av dimensjonerende timetrafikk, og en må derfor gjennomføre spesielle undersøkelser for å finne hvordan trafikken varierer og fordeler seg på de ulike kjøreruter i de sterkeste trafikerte timer. Dimensjonerende kvartertrafikk er da den største samlede trafikk på de forkjørsberettigede og de vikepliktige kjørefelter som skal avvikles i løpet av 15 sammenhengende minutter innen dimensjonerende time uten at ventetiden for vikepliktige kjøretøyer blir urimelig lang. Se forøvrig kapitel VIII. Dimensjonerende trafikkmengde på et vikepliktig felt finnes ved å sette trafikkmengden på dette felt lik 0,8 av mulig kapasitet.

Figurene V-3.2-7 viser dimensjonerende kapasitet for ikke-signalregulerte plankryss. Den minst gunstige kombinasjon av trafikdens fordeling på kjørefelter legges til grunn for dimensjoneringen. Hvis trafikken på vikepliktsfeltet bare skal krysse trafikken i et forkjørsfelt, settes trafikken i det andre lik 0 i figurene V-3.2-7.



VEGERS KAPASITET

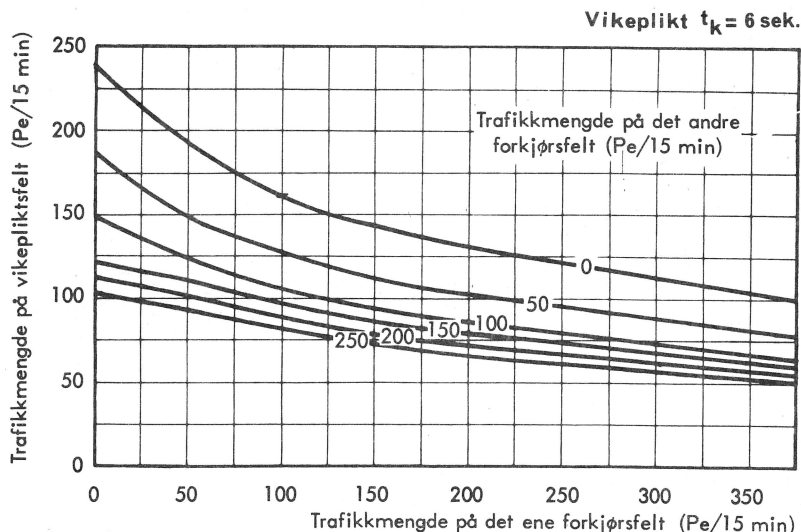
VEGKRYSSETS KAPASITET

Vikeplikt $t_k = 4$ sek.Figur V-3.2: Dimensjonerende kapasitet for plankryss ved $t_k = 4$ sek og vikeplikt på sekundærfeltet.Vikeplikt $t_k = 5$ sek.Figur V-3.3: Dimensjonerende kapasitet for plankryss ved $t_k = 5$ sek og vikeplikt på sekundærfeltet.

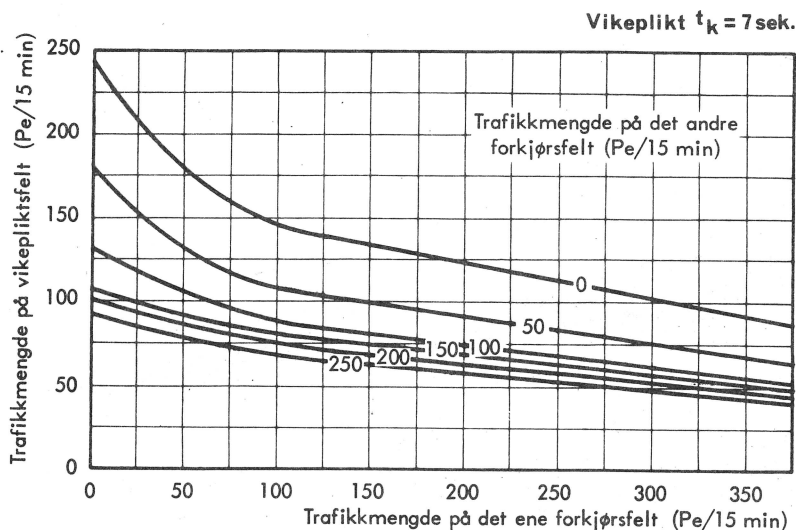


VEGERS KAPASITET

VEGKRYSSETS KAPASITET



Figur V-3.4: Dimensjonerende kapasitet for plankryss ved $t_k = 6$ sek og vikeplikt på sekundærfeltet.



Figur V-3.5: Dimensjonerende kapasitet for plankryss ved $t_k = 7$ sek og vikeplikt på sekundærfeltet.



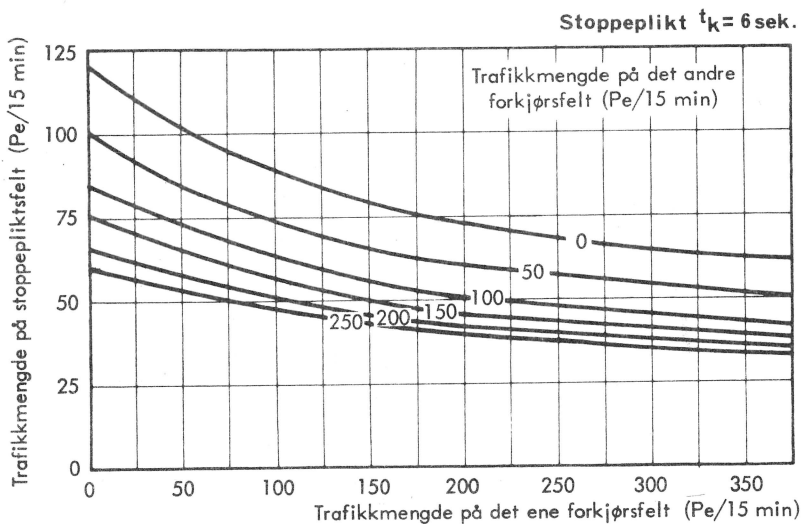
VEGERS KAPASITET

VEGKRYSSETS KAPASITET

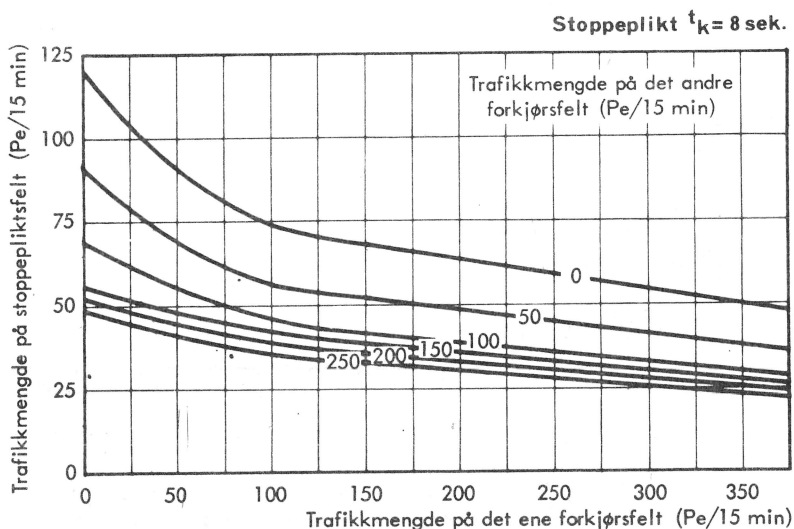
Kapitel V

Avsnitt 3

Side nr. 6



Figur V-3.6: Dimensjonerende kapasitet for plankryss ved $t_k = 6$ sek og stoppeplikt på sekundærfeltet.

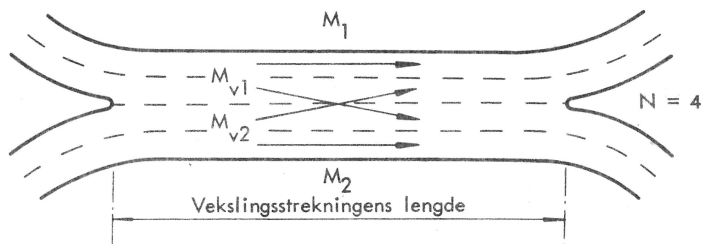


Figur V-3.7: Dimensjonerende kapasitet for plankryss ved $t_k = 8$ sek og stoppeplikt på sekundærfeltet.



3.4 VEGSLINGSSTREKNINGENS KAPASITET

En vekslingsstrekning er en vegstrekning med minst to parallelle kjørefelter i samme retning, hvor det forutsettes at kjøretøyer skal kunne bytte kjørefelt. På vekslingsstrekningen foregår en konvergering mellom to trafikkstrømmer etterfulgt av en divergering mellom de samme to trafikkstrømmer som vist på figur V-3.8.



Figur V-3.8: Vekslingsstrekning med 4 kjørefelter.

Mulig kapasitet på en gitt vekslingsstrekning oppnås når trafikkhastigheten er ca 35 km/h. Når den trafikkmengde som skal veksle (vekslende trafikk-mengde) avtar eller vekslingsstrekningens lengde øker, vil trafikkhastigheten for vekslande trafikk øke til ca 65 km/h. Vekslingsstrekningens kapasitet ved en gitt trafikkhastighet er gitt ved figur V-3.9.

Nødvendig antall kjørefelter på vekslingsstrekningen dersom tilfredsstillende trafikkforhold skal oppnås er gitt av nedenstående formel.

$$N = \frac{M_{v1} + k \cdot M_{v2} + M_1 + M_2}{K_d}$$

hvor M_{v1} = største vekslande trafikkstrøm, Pe/15 min.

M_{v2} = minste vekslande trafikkstrøm, Pe/15 min.

M_1 og M_2 = ikke vekslande trafikkstrømmer, Pe/15 min.

K_d = et kjørefelts dimensjonerende kapasitet, Pe/15 min.

k = en parameter som under visse forutsetninger er avhengig av vekslingsstrekningens lengde.

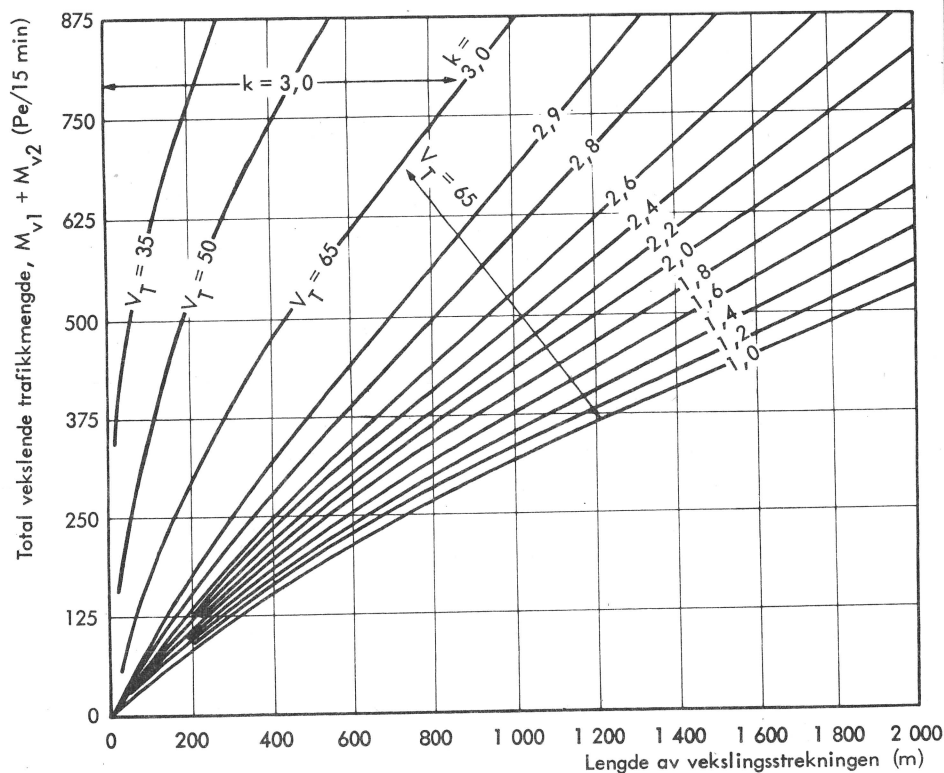
Verdien for k fremgår av figur V-3.9. Dersom trafikkforholdene ikke er tilfredsstillende ($V_T < 65$ km/h) er k lik 3,0. Tilfredsstillende trafikkforhold



VEGERS KAPASITET

VEGKRYSSETS KAPASITET

oppnås når trafikkhastigheten for vekslende trafikk er ca 65 km/h, og k kan da anta verdier fra 1,0 til 3,0. Det er således en sammenheng mellom vekslingsstrekningens lengde og antall felter bare ved gode trafikforhold. Kurven for $k = 1,0$ betegner grensen for hva en vil betrakte som vekslingsstrekning.



Figur V-3.9: Nødvendig lengde av vekslingsstrekningen som funksjon av vekslende trafikkmengde.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGERS KAPASITET VEGKRYSSETS KAPASITET	Kapitel V Avsnitt 3 Side nr. 9

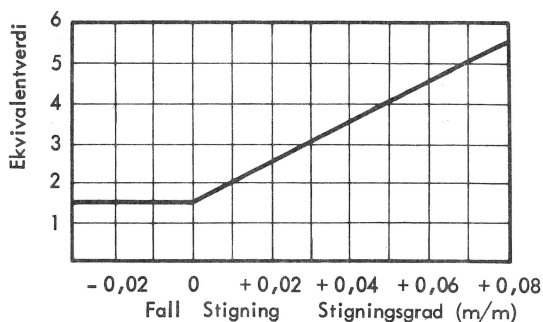
3.5 TOPLANSKRYSSENE KAPASITET

Toplanskryssenes kapasitet er vanligvis avhengig av utformingen av

- 1 akselerasjonsfeltenes sammenføring med de gjennomgående kjørefelter
- 2 de avsvingende rampene
- 3 de avsvingende rampenes sammenføring med den kryssende veg
- 4 vekslingsstrekningene
- 5 de vikepliktsregler som gjelder

Et akselerasjonsfelts kapasitet kan ikke bli større enn reservekapasiteten på det nærmeste gjennomgående kjørefelt. Et fullt utbygget akselerasjonsfelt gjør det mulig for innsvingende trafikk å benytte de aller fleste akseptable tidsluker på det gjennomgående felt. Dersom trafikkmengden på de gjennomgående felter er så stor at det ikke er tilstrekkelig mange akseptable tidsluker for innsvingende trafikk, må det bygges et nytt gjennomgående kjørefelt.

En rampes kapasitet er avhengig av hastighet og stigningsgrad på tilsvarende måte som på fri veg. Tunge biler omregnes til personbilenheter, P_e , ved å multiplisere med ekvivalentfaktorene fra figur V-3.5.



Figur V-3.5: Ekvivalentverdi for tunge biler på ramper med ulik stigningsgrad.

Sammenføringen mellom rampen og den kryssende veg bør ha en kapasitet som tilsvarer rampens akselerasjonsfelts kapasitet. Dersom sammenføringen har form av et vanlig plankryss, beregnes kapasiteten som for plankryss. Fører rampen inn på den kryssende veg via et akselerasjonsfelt, må kapasiteten vurderes etter tilpasningslengden på feltet.

Dersom vekslingsstrekninger inngår, må deres kapasitet vurderes.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING TVERRPROFILET KJØREBANEN	AR 1967 Kapitel VI Avsnitt 1 Side nr. 1
1.1 KJØREBANEN På 1- og 2-felts veger og på 4-felts veger uten midtdeler utformes kjørebanelen på rettstrekninger med takprofil slik at kjørefeltene faller fra senterlinjen mot skulderen. Senterlinjen for de gjennomgående kjørefelter er brytningslinjen i tverrprofilet også når kjørebanelen utvides med krabbefelt, retardasjonsfelt o.l. På 4-felts veger med midtdeler gis kjørebanelene ensidig tverrfall fra kjørebaneløkanten nærmest midtdeleren. Det normale tverrfall er 1,5 - 2,5 % for veger med betongdekke, 2,5 - 3 % for veger med asfaltdekke og 3 - 4 % for grusveger og veger med oljegrusdekke.		



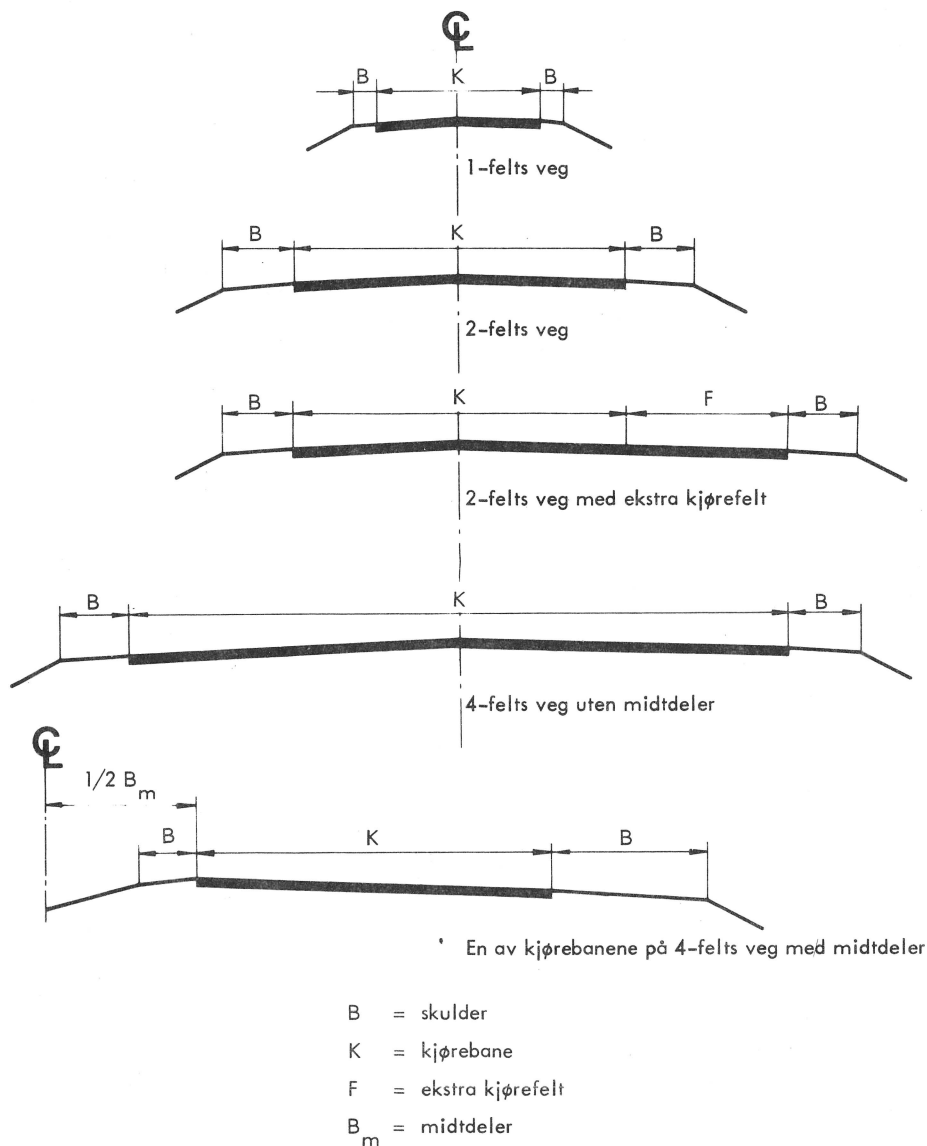
TVERRPROFILET

KJØREBANEN

Kapitel VI

Avsnitt 1

Side nr. 2



Figur VI-1.1: Kjørebansens utforming.



TVERRPROFILET

KJØREBANEN

Kapitel VI

Avsnitt 1

Side nr. 3

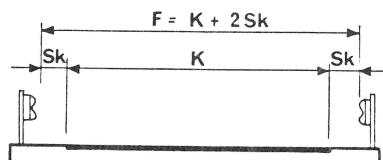
1.2 BRU

Valg av tverrprofil for brua foretas ut fra vegklasse, fartsgrense, bruas lengde og eventuell gang- og sykkeltrafikk.

Brua skal ha samme bredde på kjørebane som tilstøtende veg. Bredden av gangveg, gang- og sykkelveg eller fortau over brua bør tilpasses det tilstøtende gang- og sykkelvegnett eller fortau.

Bruareal skal generelt regnes som kostbart terreng. På korte bruer (bruas totale lengde $L_t \lesssim 40$ m) kan skulderbredden likevel være lik skulderbredden på tilstøtende veg. På lange bruer ($L_t \gtrsim 40$ m) reduseres skulderbredden i samsvar med bestemmelsene om bygging i kostbart terreng i avsnitt III-2, VEGKLASSER. På oversikten over tverrprofiler er følgende betegnelser brukt:

Sk	=	Bredde av skulder
K	=	Bredde av kjørebane
Gv	=	Bredde av gangveg
GSv	=	Bredde av gang- og sykkelveg
Gf	=	Bredde av fortau
F	=	Føringsavstand

Alternativ 1

Brukes for:

- Korte bruer (totallengde $L_t \lesssim 40$ m) med liten gang-/sykkeltrafikk
- Bruer der gang- og sykkeltrafikken går på egen bru
- Motorvegbruer



TVERRPROFILET

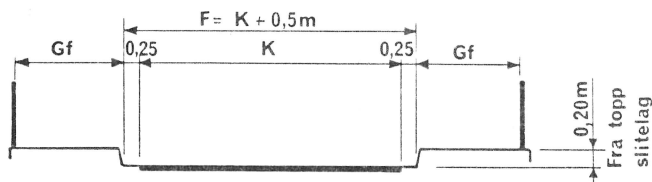
KJØREBANEN

Kapitel VI

Avsnitt 1

Side nr. 4

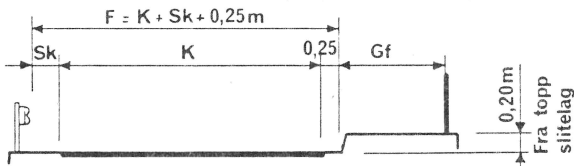
Alternativ 2



Brukes for:

- Lange bruer ($L_t \geq 40$ m) med liten gang- og sykkeltrafikk
Gf: 0,75, 1,25 eller 1,5 m
- Gf = 0,75 m er en minimumsløsning som bare kan benyttes hvor det er minimal gangtrafikk

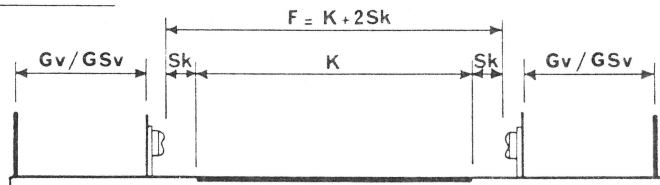
Alternativ 2a



Brukes for:

- Lange bruer ($L_t \geq 40$ m) med liten gang- og sykkeltrafikk
Gf: 1,25, 1,5 eller 2,0 m

Alternativ 3



Kan brukes for alle brulengder

- Gang- og sykkelveg kan være énsidig
- Gv/GSv: 1,25, 1,5, 2,0, 2,5 eller 3 m

Alternativ 4

Korte bruer i veger etter vegklasse III bygges vanligvis med tverrprofil etter vegklasse II E.

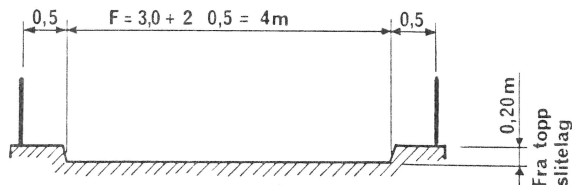
TVERRPROFILET

KJØREBANEN

Kapitel VI

Avsnitt 1

Side nr. 5

Alternativ 5

Lange bruer - Vegklasse III

Lange bruer i vegklasse III med liten gang- og sykkeltrafikk og $\text{ÅDT} < 300$ kjt kan betraktes som unntakstilfeller der spesialløsninger må kunne aksepteres.

Eventuelle møteplasser bygges utenfor bruene.

F er valgt slik at to personbiler kan passere hverandre, mens tunge kjøretøy er forhindret fra dette.

Bruene beregnes for ett lastfelt.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.



TVERRPROFILET

SKULDRE

Kapitel

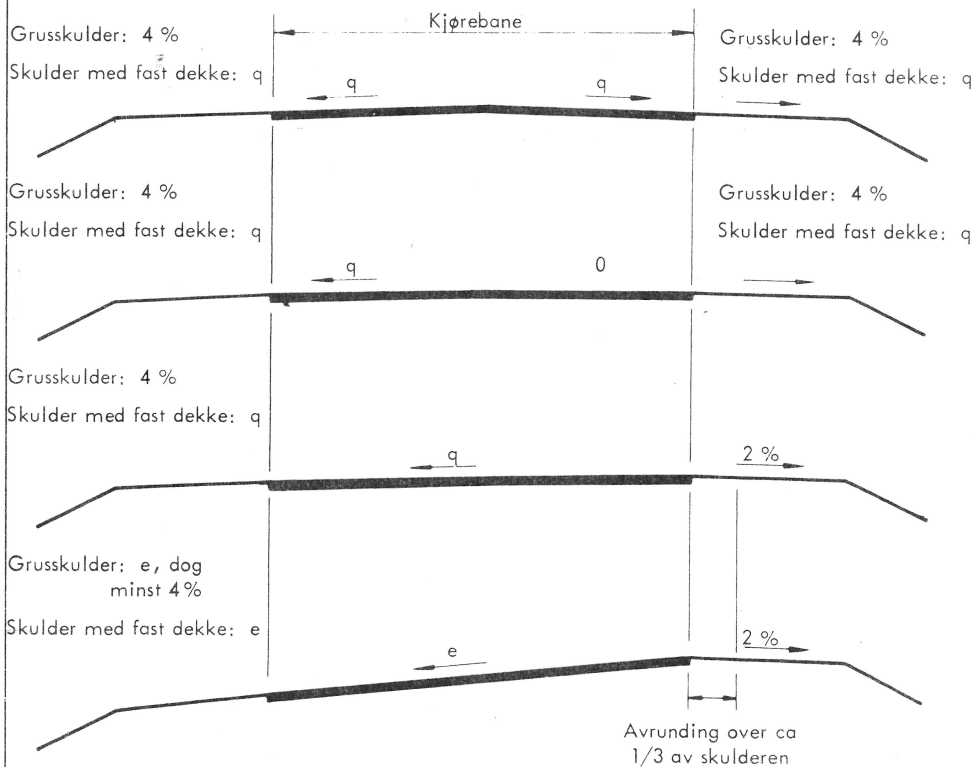
VI

Avsnitt

2

Side nr.

2



q = normalt tverrfall·(%) for det aktuelle vegdekke

e = overhøyde (%)

Figur VI-2.1: Eksempel på tverrprofilets utforming gjennom overhøyde-rampen.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	TVERRPROFILET SKULDRE	Kapittel VI Avsnitt 2 Side nr. 1	

2.1 SKULDRE

Skuldrene forutsettes bygget så solide at de er kjørbare. På vegklasse I, II a og II b bør skuldrene asfalteres i 1 m bredde, og på vegklasse II c i 0,5 m bredde. I de tilfeller der skulderbredden er smalere enn dette bør hele skulderen asfalteres.

På rettstrekninger skal asfalterte skuldre ha samme tverrfall som kjørebane, mens grusskuldre gis 4 % tverrfall. I kurver skal skulderen på kurvens utside helle i motsatt retning av kjørebane's tverrfall. Største tverrfall på ytreskulder i kurver er 2 %. På kurvens innside skal skuldre med fast dekke ha samme tverrfall som kjørebane. Grusskuldre gis 4 % tverrfall inntil det punkt der også kjørebane har 4 % tverrfall. Økes kjørebane's overhøyde ytterligere gis grusskulderen samme tverrfall som kjørebane. Figur VI-2.1 viser eksempel på tverrprofilets utforming i en overhøyderampe.

Dersom det settes opp betongrekkverk langs vegen kan skuldrene unntaksvis asfalteres i full bredde. Det er imidlertid meget viktig at skuldre på utsiden av kurvene faller i motsatt retning av kjørebane's tverrfall.

Dersom skuldrene asfalteres bør det nyttes et dekke av slik farge at det blir markert forskjell på kjørebane og skulder.

**TVERRPROFILET****MØTEPLASSER**

Kapitel VI

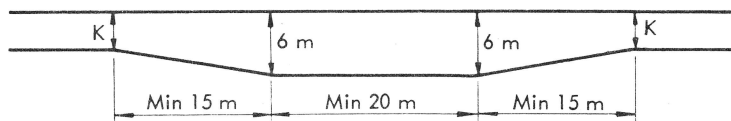
Avsnitt 3

Side nr. 1

3.1 MØTEPLASSER

På 1-felts veger skal det anlegges møteplasser. Avstanden mellom møteplasser skal normalt være ca 200 m, men aldri lenger enn at en vognfører kan se fra en møteplass til den neste. Møteplasser anlegges på den side av vegen der det av topografiske hensyn er mest hensiktsmessig.

Ved møteplasser utvides kjørebane til 6 m over en lengde av minst 20 m. Breddeutvidelsen skal skje rettlinjet over en lengde av minst 15 m. Møteplasser vises med skilt 309 "Møteplass".



K = kjørebane

Figur VI-3.1: Standard utforming av møteplasser.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1967
	TVERRPROFILET MIDTDELERE	Kapitel VI Avsnitt 4 Side nr. 1

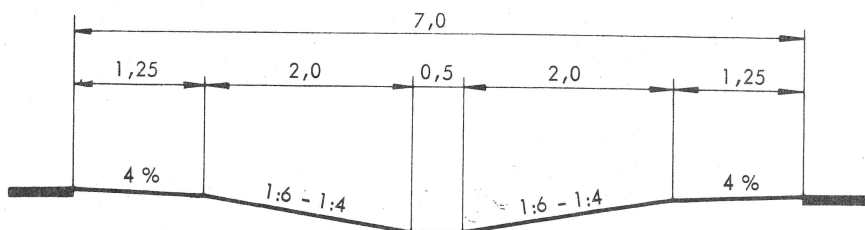
4.1 MIDTDELERE

Standard bredde på midtdelere på vegklasse I a er 7 m, inklusive skuldre. Dersom spesielle forhold gjør det påkrevet å redusere midtdelerbredden, gjelder generelt følgende regler for utformingen:

- 1 Midtdelere med 5 m bredde eller mer (inklusive skuldre) skal bygges med åpen grøft. Området mellom skuldrene bør gresskles og eventuelt beplantes med busker.
- 2 Midtdelere med mindre bredde enn 5 m (inklusive skuldre) skal utføres med skrå kantstein langs skulderens ytterkant (jfr XI-1.2.3). Området mellom kantsteinene kan ha grus- eller asfaltdekke eller det kan tilsåes. Dette området skal imidlertid være kjørbart.

Lysmaster og andre faste innretninger bør ikke plasseres i midtdeleren. Dersom dette må gjøres skal midtdeleren utstyres med rekkverk.

Figur VI-4.1 viser standard utforming av midtdeler.



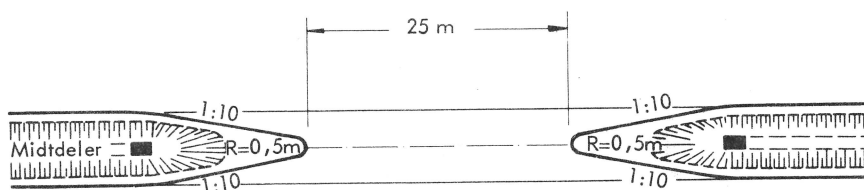
Figur VI-4.1: Standard utforming av midtdeler.



TVERRPROFILET

MIDTDELERE

For hver 1,5 - 2 km skal midtdeleeren utformes slik at den kan krysses av vedlikeholdsmaskiner. Krysningspunktene bør utformes slik at de i nødstillfeller også kan nyttes til kanalisering av trafikk fra en kjørebane til en annen. De bør utstyres med rekkverk (f eks låst kjetting) eller annet fysisk hinder som ikke uten videre kan fjernes av trafikantene. Figur VI-4.2 viser standard utforming av åpninger i midtdeleere. Kantmarkering langs kjørebanene føres ubrutt langs åpningen.



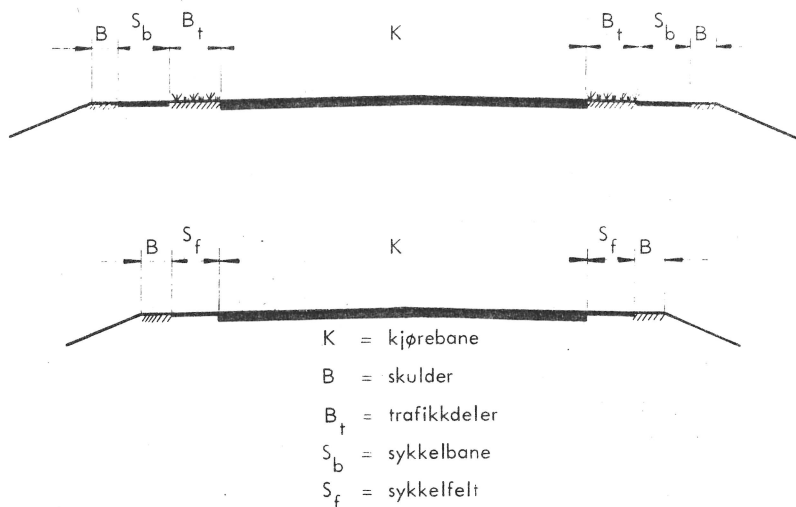
Figur VI-4.2: Standard utforming av åpninger i midtdeleere.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1970
	TVERRPROFILET SYKKELBANER OG SYKKELFELTER	Kapittel VI Avsnitt 5 Side nr. 1

5.1 SYKKELBANER OG SYKKELFELTER

Sykkelbaner og sykkelfelt skal normalt bygges med fast dekke som gis et ensidig tverrfall på 2,5 % i den retning som er naturlig i den aktuelle situasjon. Retningslinjer for dimensjonering er angitt i avsnitt IV-4. Der det er mulig å utvide tverrprofilet bør sykkelbanen skilles fra kjørebane med en minst 1 m bred trafikkdeler. Dersom trafikkdeleren er smalere enn 2 m bør den utføres med fast dekke fortrinnsvis av en annen art enn kjørebane. Bredere trafikkdeler kan utformes som grøntbelte. Det bør da nyttes kantstein langs trafikkdeleren. Mot kjørebane nyttes vanlig kantstein av 13 cm høyde, jfr XI-1.2.2 og 1.2.3, mens det mot sykkelbanen bør nyttes 6 cm kantsteins-høyde. Kantstein settes 0,25 m fra teoretisk kjørefeltkant.

På veger utenfor tettbebyggelse forutsettes at sykkelbaner ligger i samme plan som kjørebane, med mindre det anlegges en minst 2 m bred trafikdeler mellom kjørebane og sykkelbanen.



Figur VI-5.1: Eksempler på anlegg av sykkelbane og sykkelfelt langs veg utenfor tettbebyggelse.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel
Avsnitt
Side nr.



TVERRPROFILET

GANGBANER

Kapitel VI

Avsnitt 6

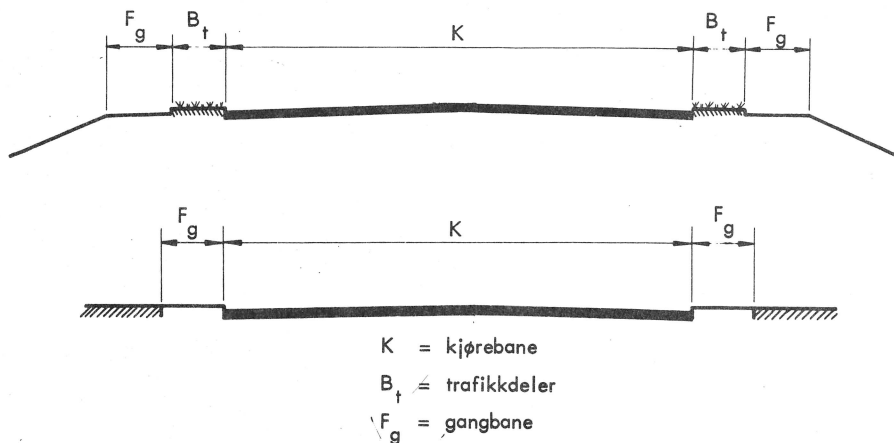
Side nr. 1

6.1 GANGBANER

Gangbaner skal normalt bygges med fast dekke som gis et ensidig tverrfall på 2,5 % i den retning som er naturlig i den aktuelle situasjon. Retningslinjer for dimensjonering er angitt i avsnitt IV-4. Der det er mulig å utvide tverrprofilet bør gangbanen skilles fra kjørebane med en minst 1 m bred trafikkdeler. Dersom trafikkdeleren er smalere enn 2 m bør den utføres med fast dekke, fortrinnsvis av en annen art enn kjørebane. Bredere trafikkdeler kan utformes som grøntbelte.

Dersom gangbanen må ligge inntil kjørebane, bør den bygges i opphøyet plan. Langs gangbanen nyttes i slike tilfeller vanlig kantstein av 13 cm høyde, jfr XI-1.2.2. Kantstein settes 0,25 m fra teoretisk kjørefeltkant.

Der det er liten gangtrafikk kan en skulder forutsettes nyttet som gangbane. Den må da ha fast dekke, fortrinnsvis av en annen art eller farge enn kjørebane.



Figur VI-6.1: Eksempler på anlegg av gangbane langs veg utenfor tettbebyggelser.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

LINJEFØRING

SIKTFORHOLD OG SIKTLENGDER

Kapitel VII
Avsnitt 2
Side nr. 1

2.1 SIKTKRAV GENERELT

Med sikt menes sammenhengende synlig veglengde foran en vognfører. Minimum sikt, stoppsikt, må være stor nok til at kjøretøyet kan stoppes før det når et uventet hinder i kjørebanelen. Andre siktkrav er møtesikt og forbikjøringsikt. Kriterier for måling av sikt er gitt under punkt 2.5.

2.2 STOPPLENGDE/STOPPSIKT

Stopplengden er den teoretisk minste lengde som medgår til reaksjon og bremsing for å stoppe et kjøretøy. Sikt som tilsvarer stopplengden kalles stoppsikt. Minimum stopplengder for ulike fart og stigningsgrad er gitt i figur VII-2.2. Ved bestemmelse av stopplengde i vertikalkurver nyttes ugunstigste verdi for stigningsgraden.

2.3 MØTESIKT

Møtesikt er sikt frem til et kjøretøy som kjører i motsatt retning i samme kjørefelt. Dimensjonerende møtesikt er summen av de to vogners stopplengde på horisontal veg pluss 10 meter som sikkerhetsavstand.

Figur VII-2.1 angir verdier av dimensjonerende møtesikt for ulike fart for rettstrekninger,

Dimensjonerende fart (km/h)	Dimensjonerende møtesikt (m)
30	60
40	80
50	110
60	150
70	190
80	240

Figur VII-2.1: Dimensjonerende møtesikt ved ulike verdier av dimensjonerende fart



LINJEFØRING

SIKTFORHOLD OG SIKTLENGDER

Kapitel

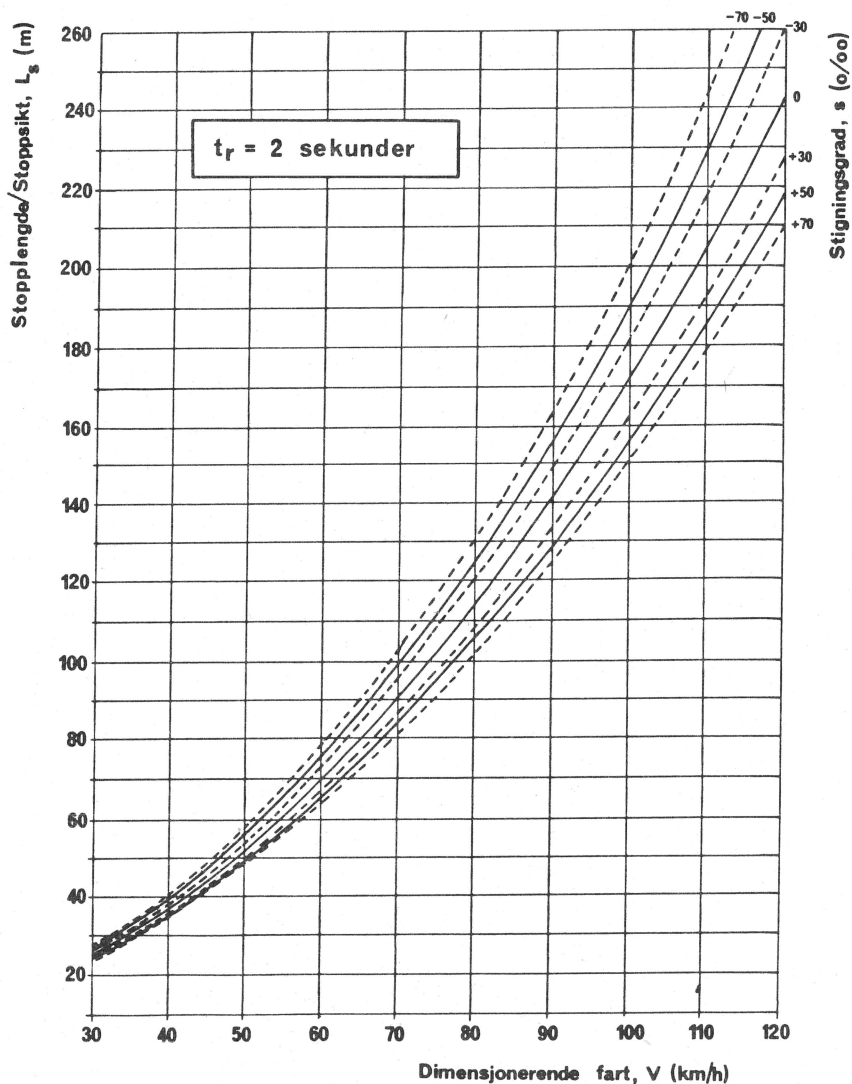
VII

Avsnitt

2

Side nr.

2



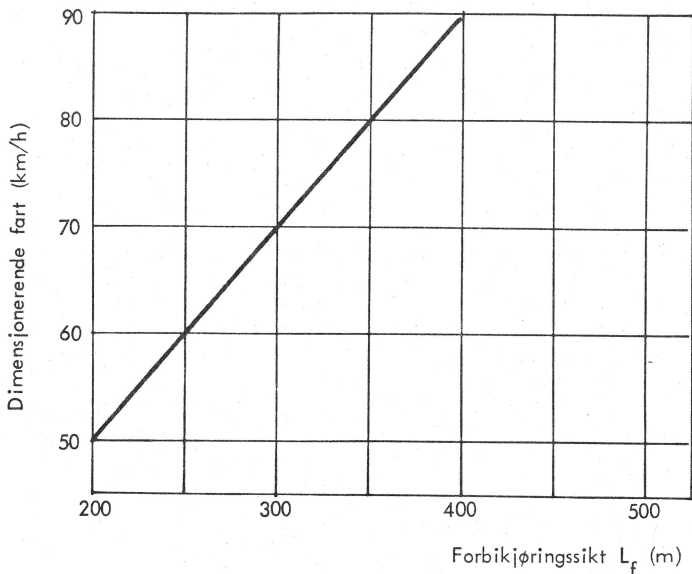
Figur VII-2.2: Minste stopplengde/stoppsikt ved ulike stigningsgrad og fart

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1977
	LINJEFØRING SIKTFORHOLD OG SIKTLENGDER	Kapitel VII Avsnitt 2 Side nr. 3

2.4 FORBIKJØRINGSSIKT

Med forbikjøringssikt menes nødvendige sikt til møtende kjøretøy i det øyeblikk en trygg forbikjøring starter.

Figur VII-2.3 viser nødvendig siktlengde for forbikjøring ved ulike fartsnivå



Figur VII-2.3: Nødvendig siktlengde for forbikjøring

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1977
	LINJEFØRING SIKTFORHOLD OG SIKTLENGDER	Kapitel VII Avsnitt 2 Side nr. 4

2.5 KRITERIER FOR MÅLING AV SIKT

Sikt lengder måles fra kjøretøysførerens øye til et hinder eller et annet kjøretøy i fart i det øyeblikket det kommer til syne. Kriterier som er brukt for bestemmelse av stoppsikt, møtesikt og forbikjøringssikt er:

Øyehøyde	=	1,1 m over kjørefeltet og midt i dette
Hinderhøyde	=	0,2 m
Kjøretøyhøyde	=	1,35 m (Brukes ved henholdsvis møte- og forbikjøringssikt)

Ved beregning av vertikalradien er hinderhøyde og kjøretøyhøyde redusert med et bueminutt ganger sikt lengden.

Figur VII-2.4, VII-2.5 og VII-2.6 viser hvorledes kriteriene brukes for sikt kontroll og sikt beregninger i horisontal- og vertikalkurver.

2.6 SIKTKONTROLL

I det praktiske arbeid tilfredsstilles sikt kravene i horisontal- og vertikaltraseen hver for seg. Sikt kravene i horisontalkurver må tilfredsstilles som vist i figur VII-2.4, -2.5. Sikt kravene i vertikaltraseen må tilfredsstilles som vist i figur VII-2.6. De siste kravene er innebygd i dimensjoneringsverdiene for vertikalkurvener, se avsnitt VII-4.2.

Ikke alle kombinasjoner av element i horisontal- og vertikaltraseen gir akseptable sikt forhold. Der sikt linjen ligger utenfor kjørebane, som vist i figur VII-2.4, må det ikke forekomme sikhindrende partier. Sikt kontroll i forbindelse med rekkverk må utføres. Største tillatte høyde på terrenget, skråningshøyde, d v s sikt linjens høyde over vegbanen, h, for stoppsikt og møtesikt er gitt i figurene VII-2.7, -2.8 og -2.9.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	LINJEFØRING ELEMENTENE	Kapitel	VII
		Avsnitt	1
		Side nr.	2

Vanligvis skal kurver med størst mulig radius eller klotoider parametre benyttes, men over en gitt vegstrekning bør kurvene ha noenlunde samme krumning og lengde.

Hvor retningsendringen er liten (liten brytningsvinkel), må kurvene gjøres lange nok til at inntrykket av en knekket linje unngås.

1.4 VERTIKALTRASEEN

Stigninger har størst innvirkning på tunge bilers fartsnivå. Fartsreduksjonen er avhengig av stigningsgrad og stigningslengde, og av forholdet mellom motorstyrke og totalvekt. Fra diagrammer som viser tunge bilers fartsforløp i stigninger kan det konstrueres fartsprofiler for det aktuelle veganlegg. Det forutsettes at lette biler holder uendret fart i stigninger, såfremt stigningene ikke er for lange.

Dersom en stigning reduserer vegens kapasitet så meget at det oppstår uakseptable trafikkavviklingsforhold, må det bygges krabbefelt for tungtrafikken.

1.5 KOORDINERING AV HORIZONTAL- OG VERTIKALKURVER

Det er meget viktig å sørge for en gjensidig tilpasning av linjeføringen i det horisontale og vertikale plan. Kurvepunkt i horisontal- og vertikalkurven bør mest mulig være sammenfallende. I høybrekk og lavbrekk bør horisontalkurven være lenger enn vertikalkurven.

Det må likeledes kontrolleres at romkurven gir tilfredsstillende siktforhold og at resulterende fall ikke overskrider de tillatte grenseverdier.

1.6 ENDRING AV DIMENSJONERENDE FART

Ved overgang fra én landskapstype til en annen kan det være nødvendig å endre dimensjonerende fart. Plutselige reduksjoner i geometrisk standard vil kunne medføre ulykker, og det er følgelig nødvendig å innføre overgangsparseller. Over slike parseller bør kurvaturen gjøres gradvis skarpere og endringene i linjeføringen bør eventuelt understrekes ved bruk av skilt og oppmerking. Det er videre meget viktig at siktforholdene utbedres slik at kurvenes skarpe krumming blir lett iøynefallende.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1977
	LINJEFØRING ELEMENTENE	Kapitel VII Avsnitt 1 Side nr. 1

1.1 GENERELT

Linjeføringen bør resultere i en harmonisk romkurve hvor de enkelte elementer er innbyrdes avstemt og tilpasset vegens transportoppgave og dens omgivelser. Vegens dimensjonerende fart tjener som mål på denne tilpassning.

Det er viktig med en naturlig samhengighet mellom linjeføringselementene. Detaljplanleggeren må derfor opptegne et fartsprofil som viser kjørefarten bestemt av vegens form for å kontrollere hvorvidt den valgte utforming resulterer i et jevnt fartsnivå. Raske endringer i fartsnivå reduserer vegens sikkerhetsmessige standard, og den geometriske utforming må derfor revideres der fartsprofilen eventuelt avslører slike endringer. Dimensjonerende fart og fartsprofil er nærmere beskrevet i kapittel IV.

1.2 SIKTFORHOLDENE

Den fastlagte verdi for dimensjonerende fart avgjør, sammen med vegtype og vegklasse, hvilke siktkrav som må tilfredstilles. For vegklasse I må stoppsikt sikres. For vegklasse III må møtesikt sikres. På strekninger der det p.g.a. topografien er vanskelig å oppnå møtesikt, bør vegen utvides til to felt. For vegklasse II må stoppsikt sikres, men målsettingen bør være å tilstrebe forbikjøringsikt.

På en veg som er dimensjonert for en relativt lav fart, vil det være strekninger hvor kjørefarten kan bli vesentlig høyere enn dimensjonerende fart. Dersom linjeforløpets karakter endres vesentlig langs en vegstrekning, for eksempel ved overgang til skarpere kurvatur, bør siktforholdene og den optiske linjeføring være så god at trafikantene kan oppdage endringer i linjeforløpet i god tid.

1.3 HORIZONTALTRASEEN

Så langt det er mulig skal vegen føyes etter terrengformasjonene slik at den ikke dominerer landskapet. Utstrakt bruk av lange rettstrekninger kan lett føre til et uharmonisk linjeforløp. I flatt terreng, brede dalfører o.l. er imidlertid rettstrekninger mer anvendbare enn i andre landskapsformasjoner.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.



TVERRPROFILET

Kapitel

VI

Avsnitt

7

Side nr.

1

FRI HØYDE OG BREDDE

7.1

FRI HØYDE OG BREDDE

Fri høyde skal ved ethvert punkt på kjørebanelen være minimum 4,75 m i korte tunneler, broer, underganger o.l. I lange tunneler er fri høyde 4,60 m. Fri høyde over skulder skal alltid være minst 2,50 m.

En tunnel er kort hvis en under normale forhold klart kan se utgangen og dens bakgrunn i en avstand av 50 m foran tunnelingangen (maks 100 m lengde i rett tunnel).

Fri høyde over jernbane skal normalt være 5,90 meter. Unntaksvis tillater NSB ned til 5,20 meter.

Fri bredde under broer og langs murer er avhengig av vegens kurvatur. En siktkontroll (jfr avsnitt VII-2) er nødvendig for alle prosjekter. Avstand fra kjørebanelkant til mur eller brokar må ikke være mindre enn til skjæringsfot for fjellskjæringer, selv om siktforholdene tillater en mindre avstand. Dersom det er muligheter for at vegen senere skal utvides, enten med flere kjørefelter eller ved reklassifisering, gjelder ovennevnte minsteavstand fra fremtidig kjørebanelkant.

På veger med midtdeler der det ved broer nyttes søyler i midtdeleren, skal avstanden fra kjørebanelkant til søylene være minst 1 meter.

I korte tunneler uten belysning føres vegen gjennom uten reduksjon av skulderbredde dersom skulderen normalt er bredere enn 1,0 m. For veger med smalere skulder utvides skulderen til 1,0 m.

I lange tunneler skal vanligvis minsteavstanden fra kjørebanelkant til tunnelvegg være:

1,50 m for vegklasse I

1,00 " " alle andre vegklasser



LINJEFØRING

SIKTFORHOLD OG SIKTLENGDER

Kapitel

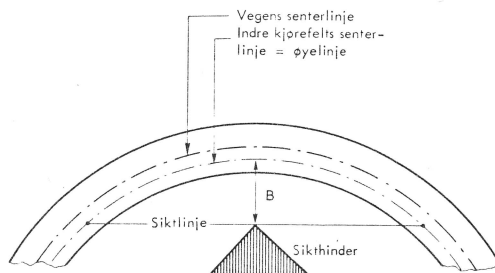
VII

Avsnitt

2

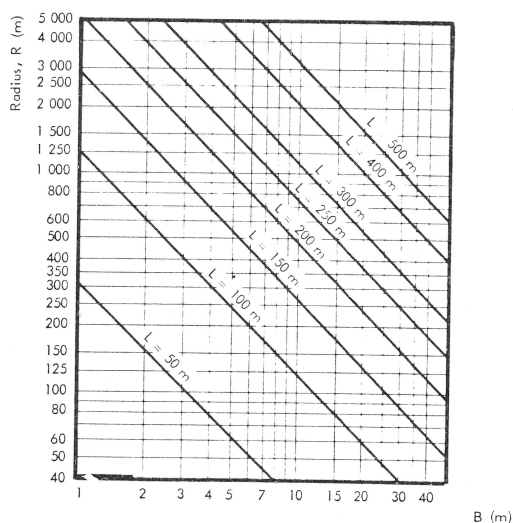
Side nr.

5



Figur VII-2.4: Sikthinder og siktklinje i kurver. (Siktlengden måles langs indre kjørefelts senterlinje.)

Figur VII-2.4 viser verdier for B ved ulike siktlengder og radier.



Figur VII-2.5: Nødvendig avstand B fra indre kjørefelts senterlinje til sidehinder ved forskjellige kurveradier R og siktkrav L.



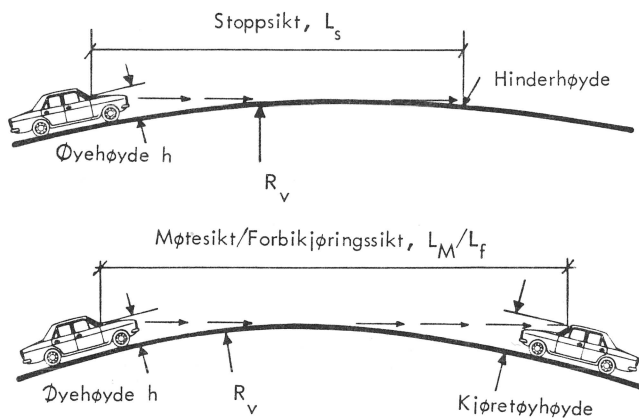
LINJEFØRING

SIKTFORHOLD OG SIKTLENGDER

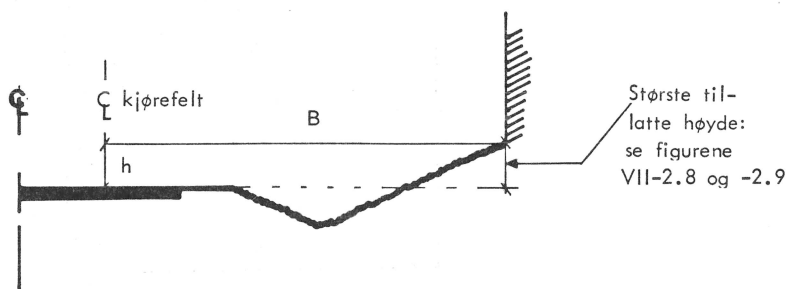
Kapitel VII

Avsnitt 2

Side nr. 6



Figur VII-2.6: Kriterier for siktlinje i vertikalkurver



Figur VII-2.7: Sideutforming med hensyn på siktkrav i horisontal- og vertikalkurver.
Se figur VII-2.4, -2.8 og -2.9

LINJEFØRING

SIKTFORHOLD OG SIKTLENGDER

Kapitel

VII

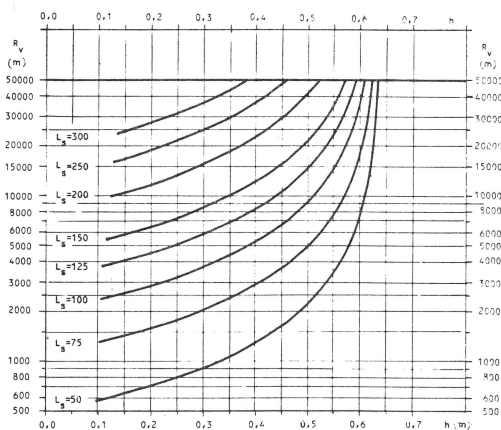
Avsnitt

2

Side nr.

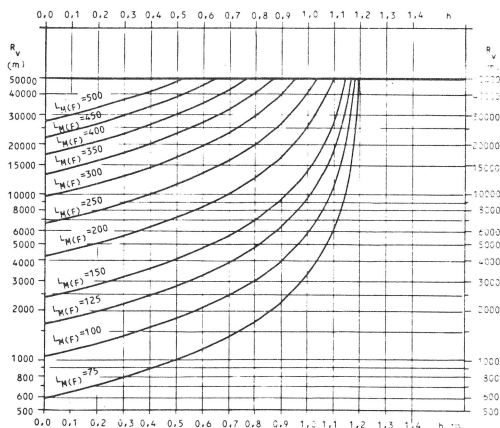
7

STATENS VEGVESEN



Største tillatte terrenghøyde

Figur VII-2.8: Største tillatte høyde, h , for skråning eller terreng (ved sikthinder) i avstand B fra indre kjørefelts senterlinje når krav til stoppsikt skal oppfylles i ulike vertikalkurver, R_v



Figur VII-2.9: Største tillatte høyde, h , for skråning eller terreng (ved sikthinder) i avstand B fra indre kjørefelts senterlinje når krav til møtesikt og forbikjøringssikt skal oppfylles i ulike vertikalkurver, R_v

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

ÅR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	LINJEFØRING HORISONTALTRASEEN	Kapitel	VII
		Avsnitt	3
		Side nr.	1

3.1 OVERHØYDE

Et kjøretøy blir ved kjøring i kurve utsatt for en tverrkraft som virker inn på kjøretøyets føring og på kjørekomforten. En veg legges med overhøyde gjennom kurver for delvis å motvirke den horisontale komponent av tverrkraften. Overhøyde er vegens ensidige tverrfall i kurve (regnet fra horisontalt nivå).

Betingelsen for at sideglidning ikke skal opptre er at:

$$e + f_k \geq \frac{V^2}{127 R}$$

hvor

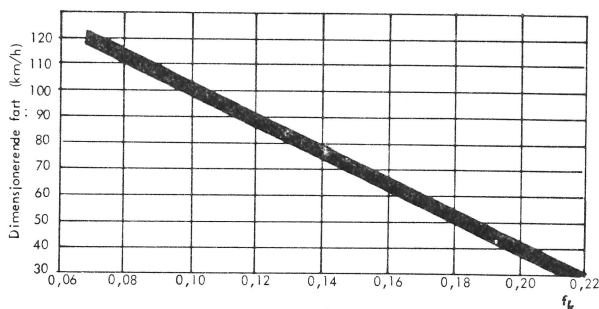
V = dimensjonerende fart (km/h)

R = kurveradius (m)

e = overhøyde (m/m)

f_k = sidefriksjonsfaktor

Figur VII-3.1 viser største tillatte verdier for f_k ved ulike dimensjonerende fart.



Figur VII-3.1: Sidefriksjonsfaktor ved ulike dimensjonerende fart

Største tillatte overhøyde er fastsatt til 7%, og overhøyden i kurver skal ingen steder være mindre enn det normale tverrfall på rettsrekning.

Den skal ha sin største tillatte verdi, $e = 0,07$, når kurveradien har sin minste tillatte verdi, $R_{\min}$. For kurver med radius større enn $R_{\min}$ finnes overhøyden direkte fra figur VII-3.2.



LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN

Kapitel

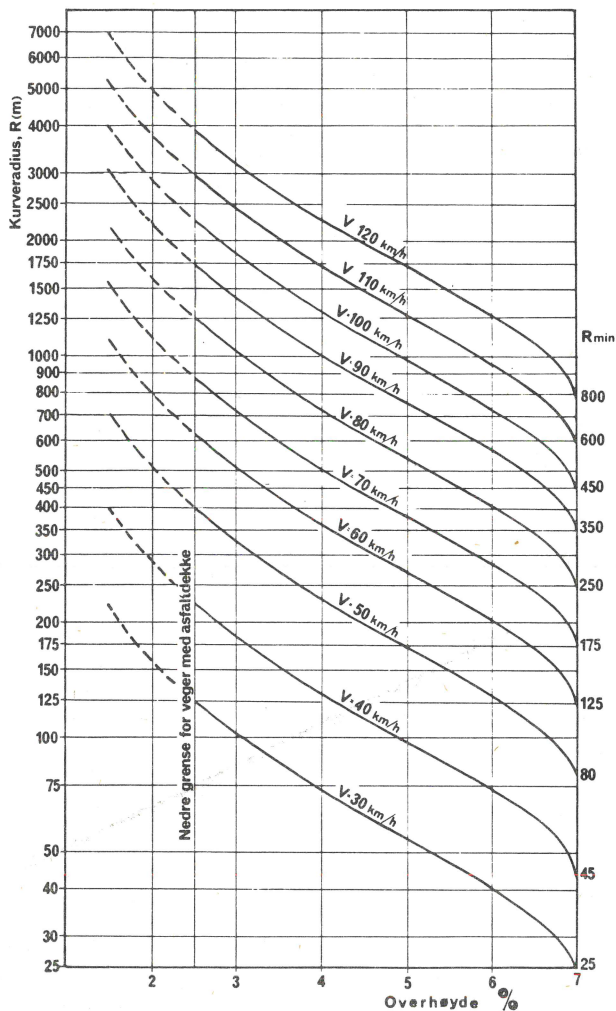
VII

Avsnitt

3

Side nr.

2



Figur VII-3.2: Overhøyde i kurver ved ulike verdier for dimensjonerende fart



LINJEFØRING HORIZONTALTRASEEN

Kapitel	VII
Avsnitt	3
Side nr.	3

I kurver med store radier er det ikke nødvendig å legge vegen med overhøyde. Figur VII-3.3 angir de minste kurveradier som kan brukes når vegen skal ha vanlig takprofil gjennom kurven.

Dimensjonerende fart V (km/h)	Minste kurveradius uten overhøyde (m)
≤ 60	1200
70	1500
80	2000
90	3000
100	4000
110	5000
120	7000

Figur VII-3.3: Minste kurveradius uten overhøyde for ulike verdier av dimensjonerende fart

3.2 HORIZONTALKURVER

Med utgangspunkt i de største tillatte verdier for overhøyde og sidefriksjonsfaktor kan den minste tillatte kurveradius, $R_{\min}$, ved ulike dimensjonerende fart beregnes etter formelen

$$R_{\min} = \frac{v^2}{127 (e + f_k)}$$

Figur VII-3.4 angir avrundede verdier av $R_{\min}$.

Dimensjonerende fart, V (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Minste tillatte kurveradius, $R_{\min}$ (m)	25	45	80	125	175	250	350	450	600	800

Figur VII-3.4: Minste tillatte kurveradius ved maksimal overhøyde 7% ved ulike verdier av dimensjonerende fart

Disse grenseverdier er fastlagt ut fra kjøredynamiske vurderinger og sikrer ikke nødvendigvis tilfredsstillende siktforhold. En siktkontroll, som omtalt i avsnitt VII-2.6, er nødvendig i alle horisontalkurver.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	LINJEFØRING HORIZONTALTRASEEN	Kapitel Avsnitt Side nr.	VII 3 4

3.3 OVERGANGSKURVER

3.3.1 Generelt

Overgangskurvene benyttes i første rekke for å oppnå en gradvis overgang fra en krumning til en annen. Overganger mellom ulike krumninger fører også til et behov for gradvis endring av overhøyden. Overhøydeendringen gjennomføres normalt i overgangskurven. Overgangskurver vil også bidra til en mykere og estetisk godt utformet veglinje.

Klotoiden egner seg godt som overgangskurve fordi krumningen tiltar (eller avtar) lineært med kurvelengden. Klotoidens formel er:

$$A^2 = R \cdot L$$

hvor

A = klotoidens parameter

R = sirkelkurvens radius (eller klotoidens krumningsradius i dens slutt punkt)

L = klotoidens lengde

Parameteren A er et uttrykk for krumningsforløpet langs kurven. Store verdier av A indikerer en langsom krumningsendring og små verdier av A en hurtigere krumningsendring. For en gitt klotoid er produktet av R og L konstant (A^2) for et hvert punkt på kurven. Dersom parameteren endres, endres selve klotoidens størrelse. Dens form er imidlertid uendret for alle verdier av A. Normalt velges $A < R$.

Det hurtigste krumningsforløp som tillates uttrykkes gjennom en minste-verdi for klotoidparameteren, $A_{\min}$. Til grunn for beregninger av $A_{\min}$ legges vurderinger av

- kjøredynamikk
- overhøydeoppbygging
- optisk linjeføring

Alle kravene til $A_{\min}$ fremgår av figur VII-3.6. Det er forutsatt at overhøyden er 0 ved klotoidens startpunkt.

Av kjøredynamiske grunner bør $A \leq R$.

Av estetiske grunner bør $A \geq \frac{R}{3}$.

Ved R mye større enn $R_{\min}$ ($R \geq 1000 - 2000$) kan klotoiden benyttes som et rent traseringsselement uten bestemte krav til klotoidparameter.

LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN

Kapitel

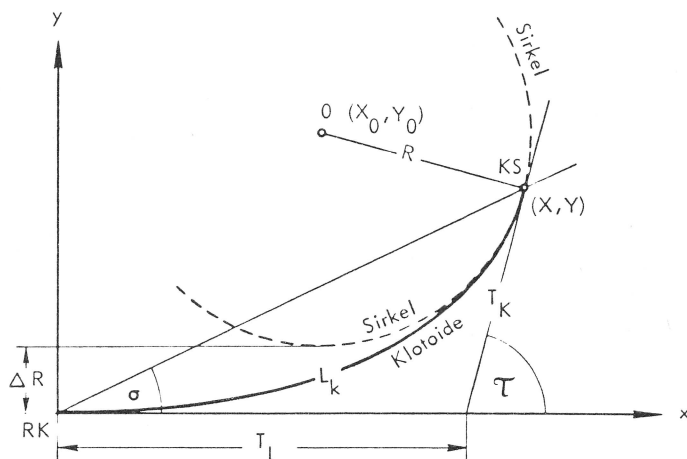
VII

Avsnitt

3

Side nr.

5



Figur VII-3.5: Klotoidens konstruksjonselementer

Tegnforklaring til figur VII-3.5:

- RK = overgangspunkt rettlinje - klotoid
- KS = overgangspunkt klotoid - sirkel
- L_k = klotoidens kurvelengde
- O = sirkelkurvens sentrum
- R = sirkelkurvens (hovedkurvens) radius
- ΔR = tangentavsett
- T_K = den korte tangent
- T_L = den lange tangent
- X, Y = koordinater for overgangspunkt fra klotoid til sirkel
- X_0, Y_0 = koordinater for sirkelkurvens sentrum
- σ = retningsvinkel for klotoidens hovedkorde (korde fra RK til KS)
- τ = klotoidens brytningsvinkel (retningsendring)



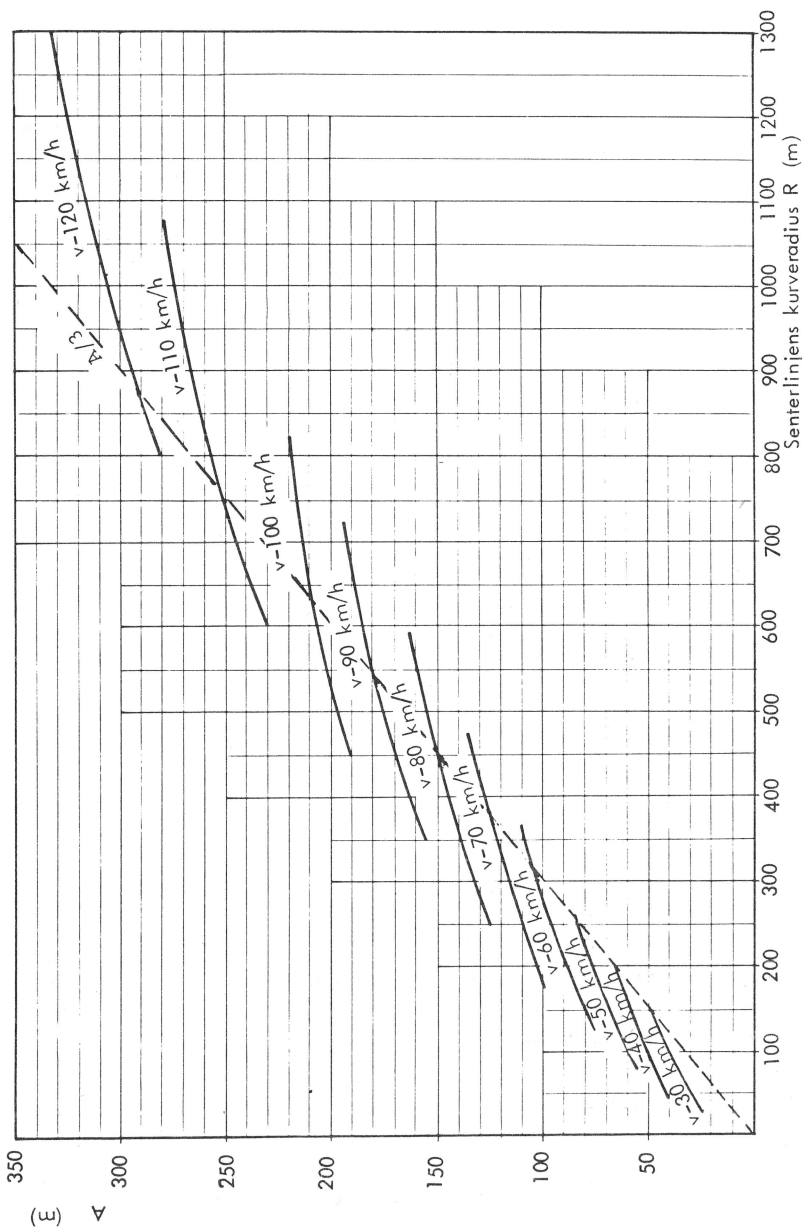
LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN

Kapitel VII

Avsnitt 3

Side nr. 6



Figur VII-3.6: Anbefalte minimumsverdier for klotoidparameteren A , for $A \leq R$
 Alle kravene til $A_{\min}$ er dekket av kurveskaren

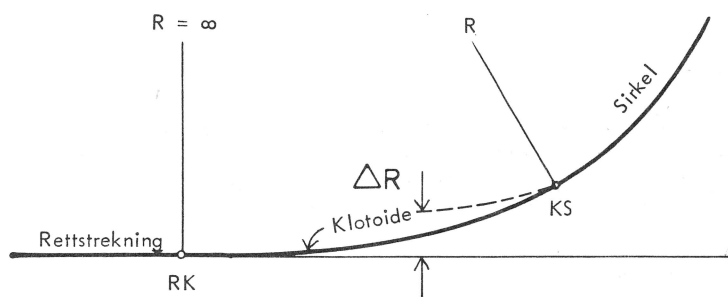


LINJEFØRING HORISONTALTRASEEN

Kapitel VII
 Avsnitt 3
 Side nr. 7

3.3.2 ENKEL OVERGANGSKURVE

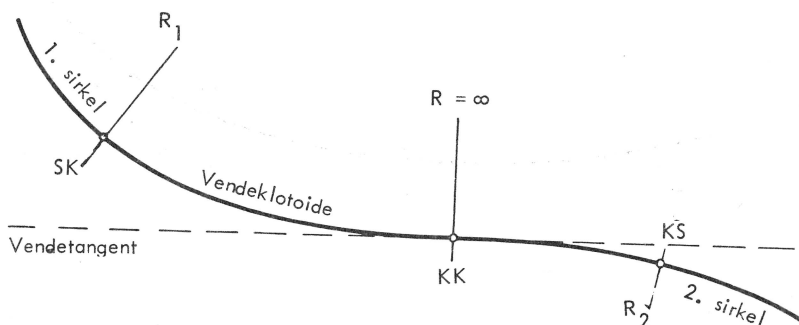
Når klotoiden benyttes som enkel overgangskurve mellom rettstrekning og sirkelkurve, skal størst mulig parameter benyttes.



Figur VII-3.7: Klotoiden som enkel overgangskurve

3.3.3 VENDEKLOTOIDE

Vendeklotoiden, S-kurven, benyttes som overgangskurve mellom to motsattrettede sirkelkurver, og kommer ofte til anvendelse i kupert terreng og på steder hvor det er nødvendig å skifte retning relativt hyppig. Et eksempel er vist på figur VII-3.8 hvor overgangskurven består av to motsattrettede klotoider av forskjellig lengde og parameter. I vendepunktet KK er $R = \infty$.



Figur VII-3.8: Begge klotoider må tilfredsstille kravene til Amin. Normalt bør størrelsen på klotoidparametrene harmonere med de respektive sirkelradier.



LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN

Kapitel VII

Avsnitt 3

Side nr. 8

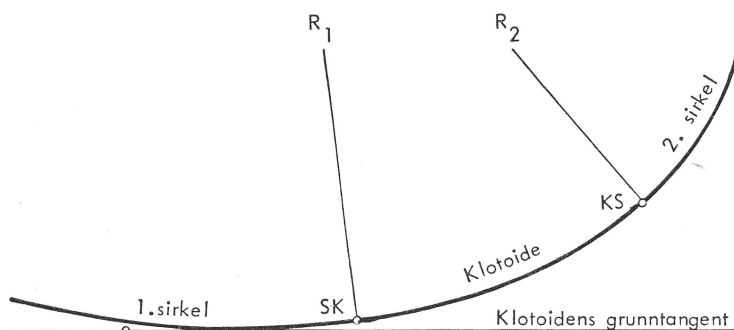
Av beregningsmessige hensyn bør det alltid forutsettes en mellomliggende rettsrekning (vendetangent) på minst 10 m, se for øvrig punkt VII-3.4.

3.3.4 EGGKURVE

Eggkurve er kurvekombinasjon av 2 ensrettede sirkler forbundet med klotoider. Det bør utvises forsiktighet ved bruk av eggkurver, spesielt ved kurvatur i nærheten av minimumskravene kombinert med fall. Videre anbefales det at parameteren er av størrelsesorden:

$$\frac{R_2}{2} < A < R_2 \quad (\text{m})$$

hvor R_2 er den minste av de to radier.



Figur VII-3.9: Eggkurve



LINJEFØRING HORIZONTALTRASEEN

Kapitel

VII

Avsnitt

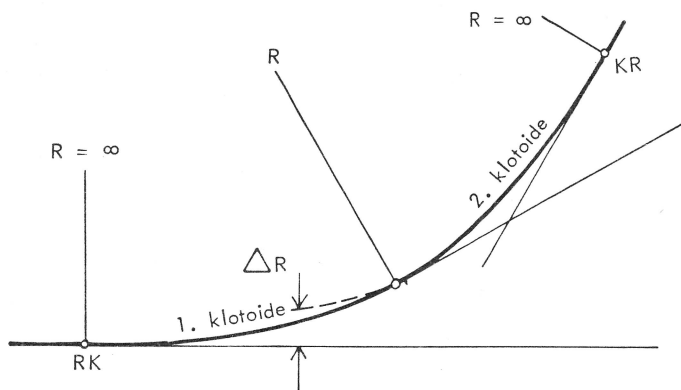
3

Side nr.

9

3.3.5 SAMMENSTØTENDE KLOTOIDER

I punktet hvor klotoidene støter sammen må $R \geq R_{\min}$. Kravene til $A_{\min}$ er uforandret.



Figur VII-3.10: Sammenstøtende klotoider

3.3.6 SAMMENSATTE KLOTOIDER

Sammensatte klotoider på fri vegstrekning er kjøredynamisk uheldig og bør om mulig erstattes med eggkurve eller enkel overgangskurve. Det anbefales at $A_1/A_2 < 1,3$. Kravene til $A_{\min}$ gjøres gjeldende for den minste klotoiden med parameter A_2 .

3.4 OPPBYGGING AV OVERHØYDE

Overhøyden skal helt eller delvis bygges opp over overgangskurvens lengde.

Full overhøyde skal være etablert i det punkt sirkelen begynner.

For overgangskurver med parameter $A_{\min}$ og nær ned mot $A_{\min}$ må oppbyggingen fra takfall på rettlinje til ensidig tverrfall i kurve skje med at ytre kjørefelt bygges opp til $e = 0$ på rettlinjen.



LINJEFØRING

HORISONTALTRASEEN

For overgangskurver med større parametre enn $A_{\min}$ bør overhøydeoppbyggingen utføres over overgangskurvens lengde. Klotoidens lengde må følgelig være lik eller større enn overhøyderampens minste lengde L_0 som er gitt i Figur VII-3.11.

V km/h 1) $e - e_0$	Lengde av overhøydeoppbygging L_0 (m)									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
0,050	16	21	27	32	37	42	48	53	58	64
0,075	24	32	40	48	56	64	72	80	88	96
0,095	30	40	50	60	70	81	91	101	111	121

1) e = overhøyde ved oppbygg slutt (m/m)

e_0 = tverrfall ved oppbygg begynnelse

Tverrfall og overhøyde regnes i forhold til horisontalt nivå

Figur VII-3.11: Minste tillatte lengde (L_0) for oppbygging av overhøyde ved ulike fartsnivå (V) og tverrfallsforandring ($e - e_0$). ($L_0 = 10,6 \cdot V \cdot (e - e_0)$)

Ved svært slake overgangskurver er det ønskelig å bygge overhøyden opp i to etapper. Dette for å unngå lange strekninger med svært liten overhøyde. Først dreies ytre kjørefelt så raskt som mulig til ensidig overhøyde lik takfallet. Videre bygges overhøyden opp over resten av overgangskurven (hele oppbyggingen innen overgangskurvens lengde).

Oppbyggingen skjer ved dreining om senterlinjen for 1- og 2-felts veger.

Flerfeltsveger behandles i prinsippet på samme måte som 2-felts veger. Hver kjørebane dreies samlet (som felt på 2-felts veg) om kjørebane-kant mot midtdeler (tilsvarer C_L for 2-felts veger). Figur VII-3.12.

Det bør vurderes i hvert enkelt tilfelle hvorvidt flerfelts veger bør behandles som to helt adskilte 2-felts veger. Spesielt er dette aktuelt der kun 1 kjørebane bygges ut i første omgang og forutsettes benyttet til 2-vegs-trafikk i lengre tid.

Oppbyggingen av overhøyde er prinsipielt vist i figur VII-3.13-3.17.



LINJEFØRING

HORISONTALTRASEEN

Kapitel VII

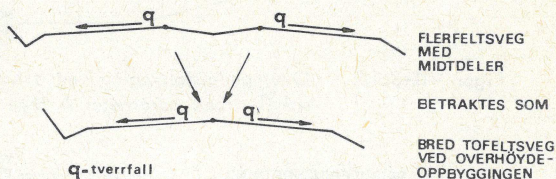
Avsnitt 3

Side nr. 11

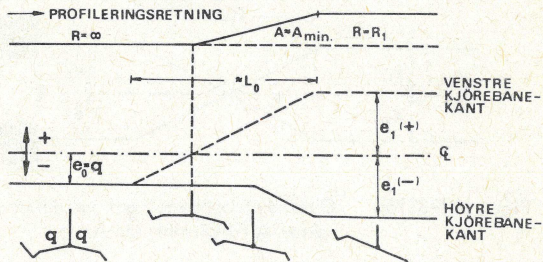
I en vendekurve med en kort rettlinje betraktes rettlinjen som en del av klotoidene når lengden på rettlinjen er mindre enn

$$L = \frac{A_1 + A_2}{20}, \text{ der } L_{\min} = 10 \text{ m}$$

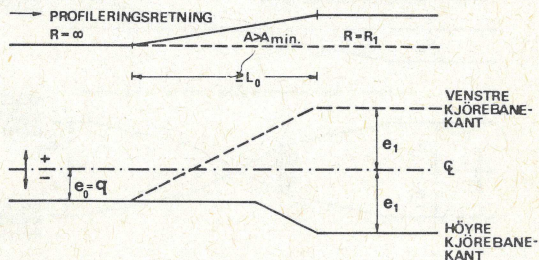
d v s tverrfallet bygges ikke ned til takfall på slike korte rettlinjer.



Figur VII-3.12: Prinsippskisse for overhøydeoppbygging for flerfeltsveger



Figur VII-3.13: Overhøydeoppbygging med overgang rettlinje - sirkel, der parameter A er tilnærmet lik $A_{\min}$



Figur VII-3.14: Overhøydeoppbygging ved overgang rettlinje - sirkel, der parameter A er endel større enn $A_{\min}$



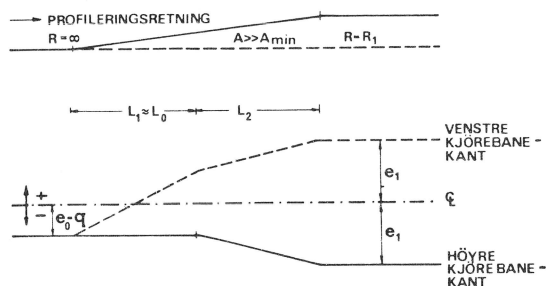
LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN

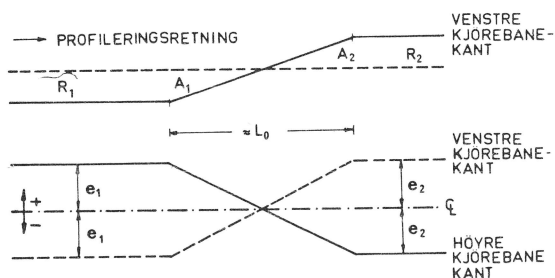
Kapitel VII

Avsnitt 3

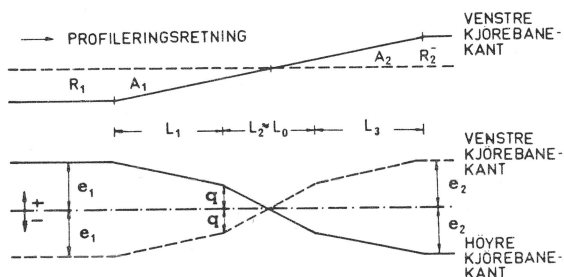
Side nr. 12



Figur VII-3.15: Overhøydeoppbygging ved overgang rettlinje - sirkel, med parameter A mye større enn $A_{\min}$



Figur VII-3.16: Overhøydeoppbygging i vendekurve med parameter A tilnærmet lik $A_{\min}$



Figur VII-3.17: Overhøydeoppbygging i vendekurve med parameter A mye større enn $A_{\min}$

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	LINJEFØRING HORISONTALTRASEEN	Kapitel	VII
		Avsnitt	3
		Side nr.	13

3.5 BREDDEØKNING I KURVER

Kjørefeltbredden i kurver på fri veg kan beregnes etter formlene:

$$F_{kl} = b + b_x$$

$$F_{kll} = b + b_x + b_o$$

hvor

$$F_{kl} = \text{bredden av et separat kjørefelt eller ytre kjørefelt på kjørebane med flere kjørefelter}$$

$$F_{kll} = \text{bredden av andre kjørefelter enn angitt over}$$

$$b = \text{dimensjonerende kjøretøys bredde}$$

$$b_x = \text{økningen av hjulsporavstanden}$$

$$b_o = \text{breddeøkningen p g a overheng}$$

3.5.1 2-felts veg

For å forenkle arbeidet, er det utarbeidet diagram, figur VII-3.18, for beregning av breddeutvidelse i kurver på 2-felts veg. De brukes slik:

1. Det bestemmes hvilket typekjøretøy, SP eller L, som skal være dimensjonerende for kurven.
2. I diagrammene finnes nødvendig breddeutvidelse for 2-felts veg. Verdiene avrundes til nærmeste 0,10 m.
3. Breddeutvidelsen fordeles med én halvpart på begge sider av vegen. Breddeutvidelsen utføres normalt over overgangskurvens lengde. Ved lange overgangskurver kan breddeutvidelsen utføres over en kortere strekning. I så tilfelle må det kontrolleres at breddeutvidelsen på det punkt hvor overgangskurvens krumning tilsvarer $R = 350$ m får en breddeutvidelse lik 0,4 m.

3.5.2 4-felts veg

4-felts veger med midtdeler behandles som to 2-felts veger.



LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN

Kapitel

VII

Avsnitt

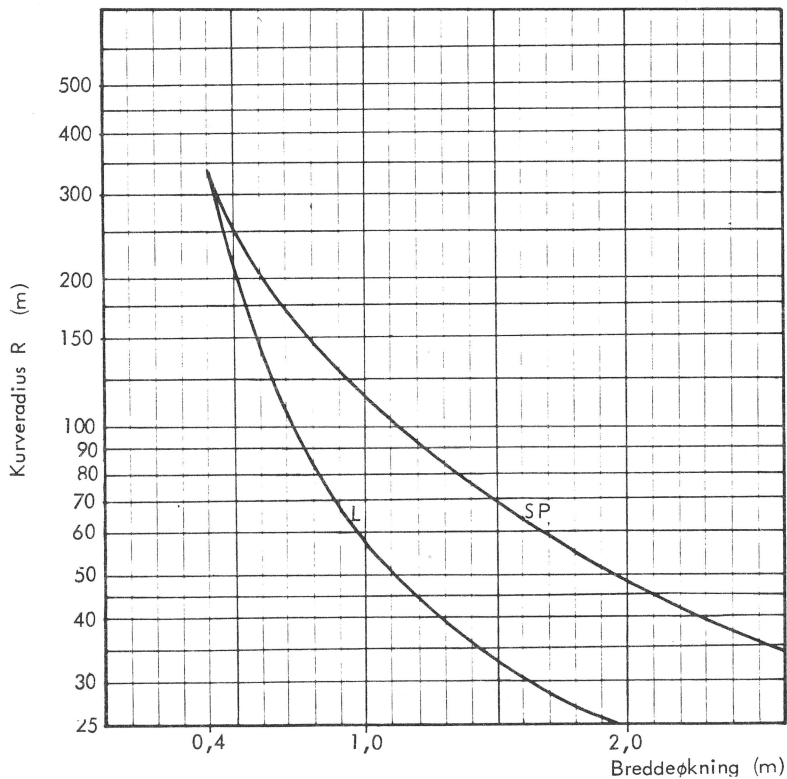
3

Side nr.

14

3.5.3 1-felts veg

1-felts veg gis halve breddeøkningen av 2-felts veg.



Figur VII-3.18: Bredeutvidelse i kurver på 2-felts veg for dimensjonerende kjøretøy L og SP



LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN

3.6 SLYNG

De generelle regler for største tillatte stigningsgrad og resulterende fall gjøres gjeldende for indre kjørefeltkant i slyng. Dersom hensyn til trafikkavvikling på vinterstid og vintervedlikehold tilsier det, bør resulterende fall holdes så lavt som mulig.

3.6.1 Slyng på 1-felts veg

For slyng på 1-felts veg brukes samme utforming av kjørefeltkantene som for separate kjørefelter i kurve.

3.6.2 Slyng på 2-felts veg

Slyng skal tillate møte i kurven mellom dimensjonerende kjøretøy SP og P eller L og P. Slynget utformes på følgende måte:

1. Kjørefeltkantene for indre kjørefelt fastlegges (for vegens dimensjonerende kjøretøy) som for et separat kjørefelt
2. Ytre kjørefelt skal ha nødvendig bredde for typekjøretøy P. Hvis kjørefeltbredden på rettlinje er større enn den beregnede bredden i kurven, skal rettlinjebredden brukes også gjennom kurven.
3. Ytre kant av ytre kjørefelt utformes som sirkelkurve over samme vinkel og med samme senter som ytre kant av indre kjørefelt.
4. Ytre kjørefelts eventuelle breddeøkning utjevnes lineært over en lengde av 10-15 m på begge sider av sirkelkurven (se figur VII-3.19).



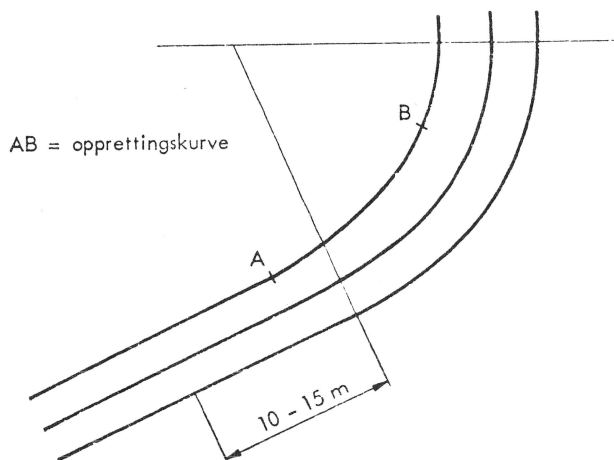
LINJEFØRING

HORISONTALTRASEEN

Kapitel VII

Avsnitt 3

Side nr. 16



Figur VII-3.19: Eksempel på slyng

Det henvises til Vegdirektoratets retningslinjer for utforming av slyng.

4.1 STIGNINGER

Øvre grense for senterlinjens stigningsgrad relateres til dimensjonerende fart, som vist i figur VII-4.1.

Ved lav dimensjonerende fart er det nødvendig å sette visse krav til resulterende fall

$$S_r = \sqrt{s^2 + e^2}$$

Dette kravet knyttes også til forholdene langs senterlinjen.

For å sikre avrenning fra vegbanen, må en sørge for at det ingen steder i vegbanen er et resulterende fall mindre enn en viss minsteverdi.

Største verdi og minste verdi for resulterende fall S_r skal være henholdsvis 105‰ og 5‰.

Dimensjonerende fart - km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Største tillatte stigningsgrad for C_r, s (‰)	100	95	90	80	70	60	55	50	45	40

Figur VII-4.1: Krav til stigning

4.2 VERTIKALKURVER

4.2.1 Generelt

Overgang fra en stigning til en annen utjevnes med en vertikalkurve. Når vertikalkurven skal velges, er hensynet til siktkravene avgjørende, men det må også tas hensyn til kjørekraft, estetikk og drenasje.

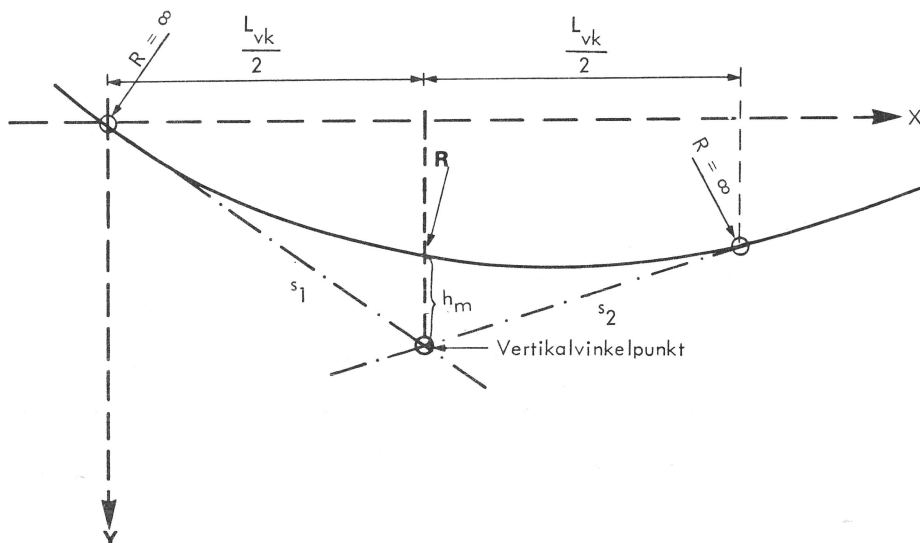
Vertikalkurvene utformes som parabelbuer. Når stigningslinjenes teoretiske skjæringspunkt (vertikalvinkelpunktet) ligger over vegbanen, betegnes kurven som høybrekkskurve, mens den betegnes som lavbrekkskurve når skjæringspunktet ligger under vegbanen.



LINJEFØRING VERTIKAL LINJEFØRING

4.2.2 Vertikalkurvens geometri

Figur VII-4.2 viser en parabelbue som forbinder to stigningslinjer. I koordinatsystemet representerer X-aksen vegens lengderetning og Y-aksen høyden.



Figur VII-4.2: Parabelkurvens geometri

R : = Radius i parabelbuens toppunkt

s_d = $s_2 - s_1$ (i m/m)

L_{vk} = $R \cdot s_d$

h_m = $\frac{R \cdot s_d^2}{8}$

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING LINJEFØRING VERTIKAL LINJEFØRING	AR 1977 Kapitel VII Avsnitt 4 Side nr. 3
---	---	--

4.2.3 Krav til vertikalkurven

1. Høybrekkskurver

Det siktkrav som stilles til vegen er angitt (som en funksjon av dimensjonerende fart) i figur VII-2.1, figur VII-2.2, figur VII-2.3 og figur VII-2.5.

Med utgangspunkt i siktkravet kan minste radius i parabelbuens toppunkt finnes for

- stoppsikt i figur VII-4.3
- møtesikt og forbikjøringssikt i figur VII-4.4

Av estetiske grunner bør ikke minimums verdier velges i små stigningsbrekk, selv om siktkravene tilfredsstilles.

2. Lavbrekkskurver

Av hensyn til sikt ved kjøring i mørke, settes krav til minste radius i parabelbuens toppunkt i lavbrekkskurver. Med utgangspunkt i kravene til stoppsikt finnes minimumsverdiene i figur VII-4.5. Krav til minste radius i parabelbuens toppunkt utledes av krav til kjørekomfort (vertikalakselerasjon) og finnes i figur VII-4.6. Dette kan komme til anvendelse ved små stigningsbrekk hvor stoppsiktkravet tilfredsstilles ved lavere verdier enn angitt i figur VII-4.5. Av estetiske grunner bør normalt større verdier benyttes. Spesielt må kontrolleres at stoppsikt sikres ved brokonstruksjoner i lavbrekkskurver.



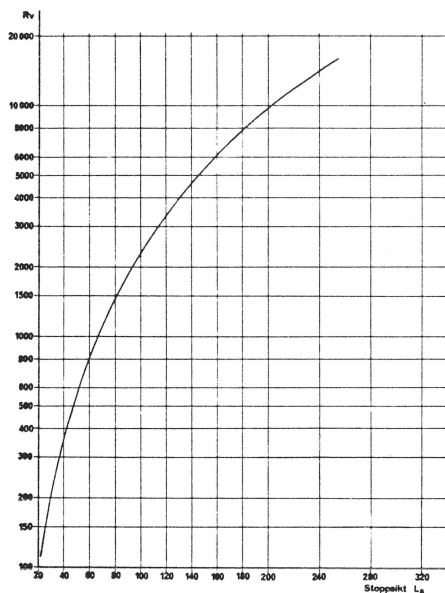
LINJEFØRING

VERTIKAL LINJEFØRING

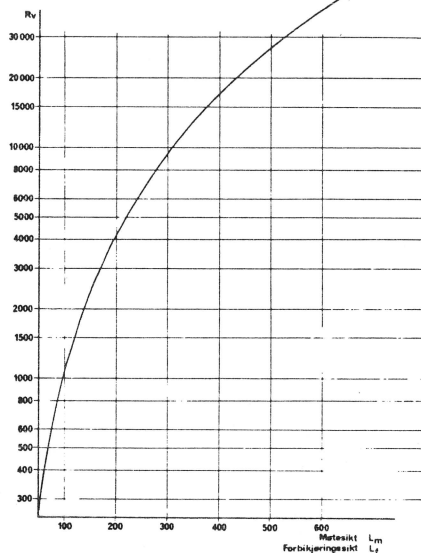
Kapitel VII

Avsnitt 4

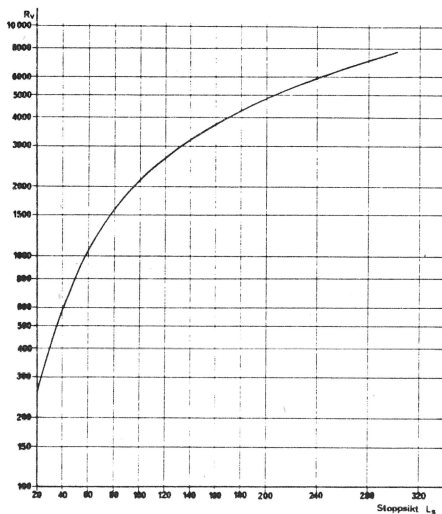
Side nr. 4



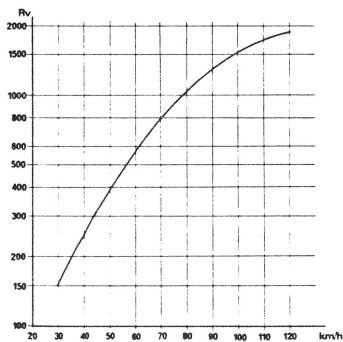
Figur VII-4.3: Minste tillatte radier for høybrekkskurver ved forskjellige krav til stoppsikt



Figur VII-4.4: Minste tillatte radier for høybrekkskurver ved forskjellige krav til møte- og forbikjøringsikt



Figur VII-4.5: Minste tillatte radier for lavbrekkskurver ved forskjellige krav til stoppsikt



Dimensjonerende fart

Figur VII-4.6: Minste tillatte vertikalkurveradiuser med hensyn på kjørekjøret



LINJEFØRING

VERTIKALTRASEEN

Kapitel VII

Avsnitt 4

Side nr. 5

4.3 KRABBEFELT

En veks kapasitet og sikkerhetsmessige standard reduseres betydelig i stigninger som er lange og bratte nok til å forårsake at en dimensjonerende tung bils fart synker under et visst minimumsnivå. Reduksjon av stigningsgraden, en mindre omlegging av selve veglinjen, utbygging til 4 kjørefelter over en lengre parsell eller bygging av eget krabbefelt for tungtrafikken kan være alternative tiltak for å bedre trafikkavviklingen på vegen i slike tilfelle. Erfaringsmessig viser det seg at en omlegging av veglinjen sjelden er et reelt alternativ hvis den medfører en forlengelse av veglengden. Økningen i kjørekostnader og vedlikeholdskostnader blir i slike tilfeller som regel større enn de besparelser som eventuelt kan oppnås i anleggskostnader. På grunn av de mange faktorer som virker inn på dette problem, er det vanskelig å gi en generell regel for hvilke tiltak som skal anvendes i de forskjellige situasjoner som oppstår. Konsekvensene av de forskjellige alternativer med hensyn til anleggs-, vedlikeholds- og kjørekostnader må vurderes før en avgjørelse blir tatt.

Hvor krabbefelt er den beste løsning for den aktuelle situasjon, skal de nødvendige beregninger foretas etter retningslinjer som angis nedenfor. Behovet for krabbefelt uttrykkes her som en funksjon av trafikkmengder, trafikk sammensetning, stigningsgrad og stigningslengde.

4.3.1 Hovedplanlegging

For hovedplanleggingen og for preliminare kostnadsoverslag er det for tidkrevende å arbeide seg gjennom nøyaktige beregninger av krabbefeltets lengde osv for hver enkelt stigning. I tabell VII-4.3 er derfor angitt de største tillatte stigningslengder uten krabbefelt, relatert til vegtyper og alternative verdier av dimensjonerende hastighet.

Stigningsgrad	Vegtype C og D			Vegtype A og B	
	V = 70 km/h	V = 80 km/h	V = 90 km/h	V = 80 km/h	V = 100 km/h
30 o/oo	-	-	-	-	800
40 o/oo	-	-	700	600	400
50 o/oo	-	500	400	300	-
60 o/oo	400	300	250	-	-
70 o/oo	225	-	-	-	-

Tabell VII-4.3: Største tillatte stigningslengde (m) uten krabbefelt når $M \geq 700 \cdot F_h \cdot F_s$ (kj/h).

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING		ÅR	1977
	LINJEFØRING VERTIKALTRASEEN		Kapitel	VII
			Avsnitt	4
			Side nr.	6

Beregning av verdiene i tabell VII-4.3 er utført under følgende forutsetninger:

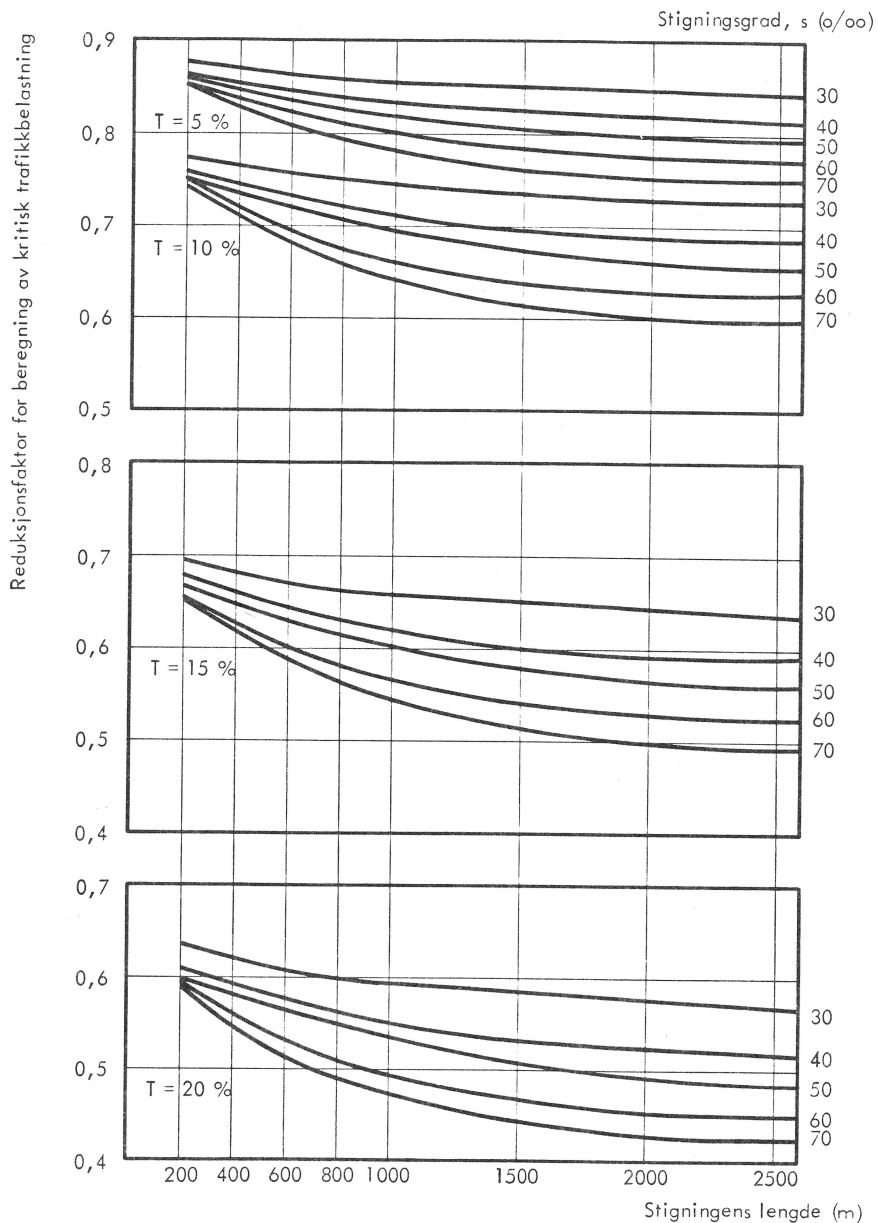
- 1 Dimensjonerende hastighetsreduksjon settes lik 15 km/h for vegtype A og B og 20 km/h for vegtype C og D.
- 2 Tungtrafikkens begynneshastighet antas å være ca 10 km/h lavere enn vegens trafikkhastighet.
- 3 Tungtrafikkens prosentvise andel antas å være ca 5-10 % i dimensjonerende time. Herav følger at for veger med en dimensjonerende kapasitet på 900 personbilenheter pr time vil 700 kjøretøyer pr time være den kritiske trafikkmengde. Hvor vegbredde, avstand til sidehinder og siktforholdene virker kapasitetsreducerende, må den kritiske trafikkmengde multipliseres med reduksjonsfaktorene F_h og F_s . F_h og F_s angis i kapitel V.

4.3.2 Detaljplanlegging

4.3.2.1 Kritisk trafikkbelastning

Når behovet for krabbefelt skal undersøkes må vegens dimensjonerende kapasitet ved bakketoppen beregnes. Hvis kapasiteten er mindre enn dimensjonerende timetrafikk, skal krabbefelt anlegges.

Den kritiske trafikkbelastning, dvs den trafikkmengde som nødvendiggjør anlegg av krabbefelt, kan bestemmes ved å multiplisere vegens dimensjonerende kapasitet med den aktuelle reduksjonsfaktor fra figur VII-4.7. Bare stigningers og tungtrafikkens kapasitetsreducerende virkning er tatt hensyn til her. For veger hvor vegbredde, avstand til sidehinder eller siktforholdene virker kapasitetsreducerende, må trafikk tallene reduseres ytterligere med de aktuelle reduksjonsfaktorer F_h og F_s som angitt i kapitel V.



Figur VII-4.7: Reduksjonsfaktor for beregning av kritisk trafikkbelastning ved forskjellige verdier av stigningsgrad, stigningslengde og prosentandel tunge biler, T .

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	LINJEFØRING VERTIKALTRASEEN	Kapitel Avsnitt Side nr.	VII 4 8

4.3.2.2 Kritisk hastighetsdifferanse

Krabbefeltets begynnelse skal være i det punkt der hastighetsdifferansen mellom en personbil og en tung bil er lik en kritisk verdi. Beliggenheten av dette punkt bestemmes av de to biltypers trekkraftsforhold og fart ved bakkefoten. Nedenfor angis en tilnærmet metode for å bestemme krabbefeltets begynnelse. Her nyttes en fast hastighetsreduksjon for tunge biler og en resulterende verdi for kritisk stigningslengde.

4.3.2.3 Kritisk hastighetsreduksjon

Den kritiske eller dimensjonerende hastighetsreduksjon, V_d , som legges til grunn for detaljplanleggingen knyttes generelt til vegtypen.

$$V_d = 15 \text{ km/h for vegtype A og B}$$

$$V_d = 20 \text{ km/h for vegtype C og D}$$

Sterkt trafikerte veger av type C og D bør dimensjoneres for $V_d = 15 \text{ km/h}$, spesielt der hvor tungtrafikken er relativt betydelig.

4.3.2.4 Stigningenes kritiske lengde

En stignings kritiske lengde er den veglengde en tung bil tilbakelegger før hastighetsreduksjonen når sin kritiske (dimensjonerende) verdi. For dimensjoneringsarbeidet regnes den typiske tunge bil å ha et forhold mellom motorstyrke og totalvekt på 1:90 (90 kg/Hk). Figur VII-4.8 angir kritisk veglengde (m) for $V_d = 15$ og 20 km/h på ulike hastighetstrinn.

Hvor stigningsendringen er liten regnes stigningens lengde fra tangentenes skjæringspunkt. Ved større verdier av stigningsendringen, f.eks s_d større enn 80 o/oo, bør bare ca 1/4 av vertikalkurven regnes å tilhøre stigningen.



LINJEFØRING

VERTIKALTRASEEN

Kapitel

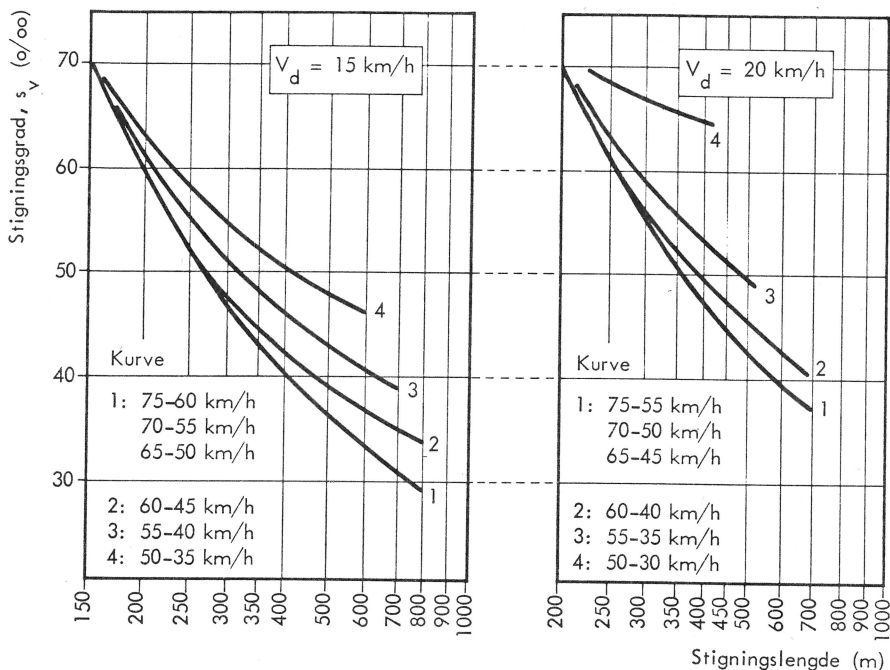
VII

Avsnitt

4

Side nr.

9



Figur VII-4.8: Stigningenes kritiske lengder ved 15 og 20 km/h hastighetsreduksjon på ulike hastighetstrinn.

4.3.3 Geometrisk utforming av krabbefelt

Krabbefeltet skal ha full bredde i det punkt hvor kritisk stigningslengde er nådd. Forut for dette punkt bygges en rettlinjert overgang. Til grunn for beregning av overgangslengden legges tungtrafikkens hastighetsnivå og en sideforflytningshastighet på 1,0 m pr sekund.

Krabbefeltet gis samme bredde som det gjennomgående kjørefelt. Skulderen langs krabbefeltet bør være like bred som langs vegen forøvrig, men ikke bredere enn 0,75 m.

2-felts vegens midtlinje må være tydelig oppmerket, og hvor det er praktisk gjennomførbart bør det nyttes et lysere (eller mørkere) vegdekke på krabbefeltet enn på vegen forøvrig.

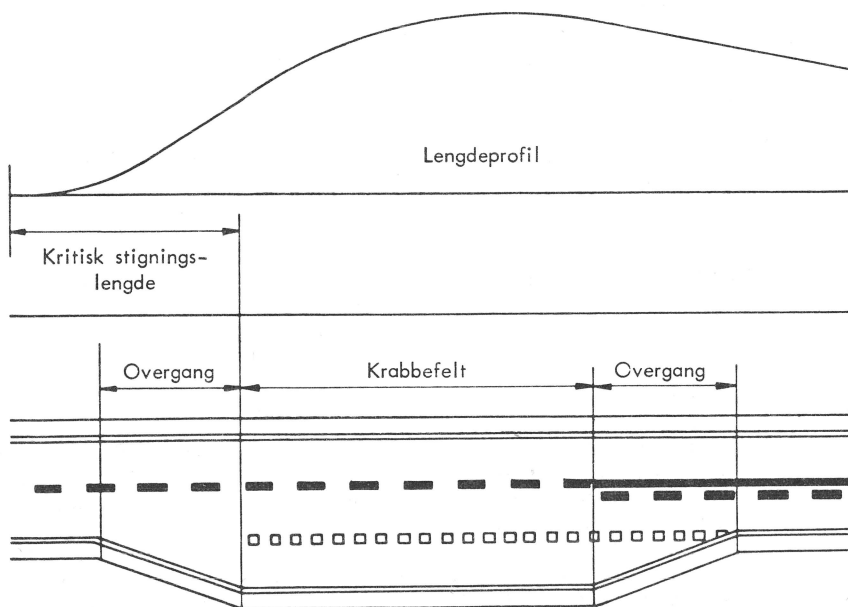


LINJEFØRING

VERTIKALTRASEEN

Krabbefeltet har sin teoretiske slutt i det punkt hvor dimensjonerende hastighetsdifferanse igjen realiseres. Fra dette punkt videreføres feltet med en tilpasningslengde på minst 60 m. Deretter følger overgangen til 2 kjørefelter. Overgangslengden beregnes på samme måte som for krabbefeltets begynnelse.

Ved krabbefeltets avslutning bør det alltid være tilstrekkelig forbikjørings-sikt. Det må også sørges for at vognførere i krabbefeltet har tilstrekkelig sikt bakover slik at en trafiksikker sammenføring av trafikken kan skje ved feltets avslutning. Ved bakketopp eller i rimelig avstand (150-250 m) før feltets avslutning må det settes opp skilt som varslar trafikantene om smalere kjørebane forut. Det vises forøvrig til Vegnormalenes del om Trafikk-avvikling.



Figur VII-4.9: Geometrisk utforming av krabbefelt.
Illustrasjon av utformingsprinsipper for krabbefelt.

 VEGNORMALER STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	LINJEFØRING VERTIKALTRASEEN	Kapitel Avsnitt Side nr.	VII 4 11

4.3.4 Anlegg av ekstra kjørefelt i uoversiktlig terreng

Krav til møte- eller forbikjøringsikt fører til at veglinjen blir vanskelig å tilpasse et kupert og uoversiktig terreng. Dersom kravet til møtesikt skal tilfredsstilles overalt langs en 1-felts veg, kan det resultere i betydelige masseforflytninger i slikt terreng. En rimeligere løsning kan være å utvide til 2-felts veg fordi bare stoppsikt må sikres. Veglinjen blir følgelig smidigere og kan lettere tilpasses terrenget. Dette betinger imidlertid at vegens midtlinje må oppmerkes.

I enkelte tilfelle kan det være ønskelig å sikre tilstrekkelig møte- eller forbikjøringsikt langs en 2-felts veg. I likhet med 1-felts vegen fører dette til store anleggskostnader dersom terrenget er kupert. Et gunstig alternativ er da å utvide til 4 kjørefelter i slikt terreng. 4-felts vegen dimensjoneres for stoppsikt og gir de forbikjøringsmuligheter som ønskes. Veglinjen kan føyes bedre etter terrenget og til tross for et større tverrprofil kan det oppnås meget betydelige besparelser i anleggskostnadene.

En 2-felts veg som senere skal utvides til 4-felts veg skal dimensjoneres for stoppsikt. Av hensyn til vegens kapasitet og dermed fremtidige utbyggingsår er det nødvendig å undersøke i hvilken grad møte- eller forbikjøringsikt er tilstede. Det vises her til beregningsmetode for vegers kapasitet i kapittel V.

4.4 EKSEMPLER

4.4.1 Eksempel 1

Det forutsettes i dette eksempel at det for en avkjørselsfri 2-felts veg med dimensjonerende hastighet 90 km/h skal sikres tilstrekkelig møtesikt langs en gitt strekning. Det fremgår av tabell VII-2.1 at dimensjonerende møtesikt for denne vegtype er 310 m.

Tangentene til en vertikalkurve på den aktuelle vegstrekning skjærer hverandre ved pel 100. Skjæringspunktets høyde er 122,50 m. De to stigningsgradene er: $s_1 = +50 \text{ ‰}$ og $s_2 = -40 \text{ ‰}$: $s_d = 90 \text{ ‰}$.

Fra figur VII-4.4 fremgår det at $L_{vk} = 900 \text{ m}$. Kurvepunktene er derfor ved pel 55 og pel 145 med planumshøyder henholdsvis 100,00 og 104,50 m.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1977
	LINJEFØRING VERTIKALTRASEEN	Kapitel VII Avsnitt 4 Side nr. 12

Avsettene fra tangentene kan finnes ved å beregne parameter c:

$$c = \frac{s_2 - s_1}{2 L_{vk}} = -5,0 \cdot 10^{-5}$$

og planumshøydene beregnes direkte fra:

$$y = cx^2 + s_1 + y_o$$

for $x = \frac{L_{vk}}{2} = 450$ m blir vertikalkurvens ordinat:

$$y = -0,00005 \cdot 450^2 + 0,05 \cdot 450 + y_o = \underline{\underline{112,375 \text{ m}}}$$

Avsettene fra tangentene kan også beregnes ved å nytte avsettregelen:

$$y = \left(\frac{x}{\frac{L_{vk}}{2}} \right) \cdot h_m + s_1 x + y_o$$

for $x = \frac{L_{vk}}{2}$ blir vertikalkurvens ordinat:

$$y = h_m + s_1 + y_o = -10,125 + (0,05 \cdot 450) + y_o = \underline{\underline{112,375 \text{ m}}}$$

Beliggenheten av kurvens høyeste punkt beregnes fra:

$$x = \frac{-s_1 \cdot L_{vk}}{s_2 - s_1} = \frac{-0,05 \cdot 900}{-0,09} = 500 \text{ m}$$

): ved pel 105, hvor planumshøyden $y = \underline{\underline{112,50 \text{ m}}}$

4.4.2 Eksempel 2

Langs resten av vegen i eksempel 1 skal bare stoppsikt sikres. Fra figur VII-2.1 finnes $L_s = 150$ m.

Tangentene til en vertikalkurve skjærer hverandre ved pel 600. Også her er skjæringspunktets høyde 122,50 m, og $s_1 = +50$ o/oo, $s_2 = -40$ o/oo): $s_d = 90$ o/oo.



LINJEFØRING

VERTIKALTRASEEN

Kapitel VII

Avsnitt 4

Side nr. 13

Fra figur VII-4.3 finnes $L_{vk} = 510$ m. L_{vk} avrundes vanligvis oppover til nærmeste 20 m slik at kurvepunktene faller på hel pel. I dette tilfelle settes $L_{vk} = 520$ m, og kurvepunktene blir da ved pel 574 og 626. Planumshøydenene for kurvepunktene blir henholdsvis 109,5 m og 112,1 m.

$$c = -8,65 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{for } x = \frac{L_{vk}}{2} \text{ blir } y = 116,65 \text{ m.}$$

Kurvens høyeste punkt ligger 288,89 m fra kurvens begynnelse, d v s ved pel 602 + 08,89.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.



VEGKRYSS

DETALJPLANLEGGING

Kapitel VIII

Avsnitt 1

Side nr. 1

1.1 GENERELT

Det er på det rene at en veks kapasitet, hastighetsnivå og sikkerhet i stor utstrekning er avhengig av beliggenheten og utformingen av vegkryssene. I planleggingsarbeidet bør derfor vegkryssene betraktes som kritiske punkter på veglinjen og ofres spesielt stor oppmerksomhet.

Utformingen av et vegkryss er avhengig av trafikforholdene, dvs trafikens hastighet, størrelse, sammensetning, kjørerute m.m. Trafikkforholdene er aldri helt de samme i to kryss, og det er derfor ikke hensiktsmessig å søke standard utforming av vegkryss. En bør heller analysere virkningen av de enkelte komponenter eller elementer som et vegkryss kan bygges opp av og sette det nødvendige antall av disse sammen slik at kravene til sikkerhet og effektiv trafikkavvikling blir oppfylt for de gjeldende trafikkforhold.

Behovet for fremtidige utvidelser av krysset bør vurderes og eventuelle nødvendige arealer sikres. Med sikring av arealer forstås enten grunnervervelse eller kontroll med bebyggelse slik at siktforholdene ikke blir dårligere enn de minimumskrav som er gitt for normale forhold.

1.1.1 Konfliktpunkter

De bevegelser som foregår mellom trafikkstrømmene i et vegkryss kan inndeles i følgende tre typer:



Krysningspunktet mellom trafikkstrømmer i kryssende bevegelse og sammenføningspunktet for trafikkstrømmer i konvergerende bevegelse gis fellesbetegnelsen konfliktpunkt.

Et område som inneholder to eller flere nærliggende konfliktpunkter kalles et konfliktområde. Det område omkring ett eller flere konfliktpunkter hvor bilistenes kjøring influeres av muligheten for konflikt kalles et influensområde.

Tett påfølgende konvergering og divergering under liten vinkel kalles en veksling. En vegstrekning som er bygget med tanke på slike bevegelser kalles en vekslingsstrekning. En vekslingsstrekning må ha en viss minimumslengde for at den skal fungere tilfredsstillende under de eksisterende trafikkforhold. Dimensjonering av vekslingsstrekninger er nærmere omtalt i kapittel V.



VEGKRYSS

DETALJPLANLEGGING

Kapitel VIII

Avsnitt 1

Side nr. 2

1.1.2 Krysningsvinkel mellom trafikkstrømmer

To trafikkstrømmer vil ha en relativ hastighet som avhenger av deres hastigheters størrelse og retning. Den relative hastighet finnes ved subtraksjon av hastighetsvektorene.

Når to trafikkstrømmer møtes i et konfliktpunkt, er det av avgjørende betydning for kapasiteten og sikkerheten i konfliktpunktet at den relative hastighet er lav. Dessuten skal siktmulighetene foran konfliktpunktet ivaretas i rimelig grad. Disse to hensyn resulterer i krav til vinklene mellom kryssende og konvergerende kjørefelter.

Kryssende kjørefelter skal danne vinkler med hverandre i området $80 - 120^{\circ}$

Konvergerende kjørefelter skal danne vinkler med hverandre i området $0 - 10^{\circ}$

I kostbart terreng kan kryssende veger og deres gjennomgående kjørefelter danne vinkler i området $70 - 130^{\circ}$.

1.1.3 Primær- og sekundærveg

Ved detaljplanlegging av vegkryss skal det alltid være klart hvilken av vegene som skal betraktes som den primære. Dette må komme til uttrykk ved selve utformingen av krysset på en slik måte at vegenes innbyrdes status umiddelbart er innlysende for trafikantene. Primærvegen fremheves f.eks. ved at dens kjørefelter gis en naturlig og direkte linjeføring som tillater kjøring gjennom krysset med samme fart som på vegen ellers, uansett om dette må skje på bekostning av sekundærvegens linjeføring. I tillegg bør krysset ha skilt og vegoppmerking som ytterligere understreker vegenes innbyrdes status.

Når en skal vurdere hvilken av vegene i et kryss som skal betraktes som primærveg, skal krysset ses i sammenheng med andre kryss på de samme vegen. Av hensyn til trafiksikkerheten må det unngås at viktigere vegers status stadig veksler fra kryss til kryss. Vanligvis betraktes vegen med størst trafikk, eventuelt høyeste hastighetsnivå som primærveg, forutsatt at den andre vegen ikke betjener større gjennomfartstrafikk (trafikk med relativt lang reiselengde). I så fall gis gjennomfartstrafikken prioritet.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGKRYSS DETALJPLANLEGGING	Kapitel Avsnitt Side nr.	VIII 1 3

1.1.4 Grunnleggende krav til utformingen

De grunnleggende krav til utforming av vegkryss er:

- 1 Bilføreren skal se at han kommer til et kryss. Dette skal først og fremst oppnås ved vegenes linjeføring og terrengets behandling, der-
nest ved skilting og oppmerking.
- 2 Bilføreren skal gis full oversikt over krysset slik at han kan se hvor de
enkelte trafikkstrømmer vil kunne gå.
- 3 Krysset skal utformes slik at det av bilførerene bare kreves enkle be-
slutninger. Helst skal trafikantene bare stilles overfor ett konflikt-
punkt eller faremoment av gangen.

1.2 TRAFIKKEN

Vegkryss med sterk trafikk må i mange tilfeller bygges gradvis ut i takt med trafikkutviklingen. Prognoseåret bør derfor ofte ligge få år frem i tiden selv om prognosetidsrommet er 20 år for selve veglinjen. Arealer for senere ut-
bygging av vegkrysset bør allikevel sikres på samme måte som for vegen
forøvrig.

Et kryss skal planlegges ut fra dimensjonerende kvartertrafikk i prognoseåret. For signalregulerte kryss kan det i visse tilfeller bli nødvendig å basere seg på en enda finere inndeling og bruke f.eks. dimensjonerende fem-minutt. Ved dimensjonering for slike korte tidsrom er utgangspunktet dimensjoner-
ende time og dennes trafikk. Dimensjonerende kvartertrafikk er da den
største trafikk som skal avvikles i løpet av 15 sammenhengende minutter
innen dimensjonerende time.

Vegene som fører mot krysset er normalt utbygd på grunnlag av dimensjoner-
ende timetrafikk, og en må derfor gjennomføre spesielle undersøkelser for
å finne hvordan trafikken varierer og fordeler seg på de ulike kjøreruter i de
sterkest trafikerte timer. I eksisterende kryss som skal ombygges eller ut-
bedres kan rutefordelingen finnes ved en trafikkteiling. Til slike tellinger
brukes Statens Vegvesens skjema nr 65 b.

Når rutefordelingens tall for det dimensjonerende tidsrom (kvarter, fem-
minutt e.l.) i prognoseåret er kjent, kan disse anskueliggjøres ved opptegning
av belastningsplaner for hver kjøretøytype (kjøretøy-belastningsplaner) og
en belastningsplan for all trafikk samlet (trafikk-belastningsplan). Planene
opptegnes på skisser av krysset. Kjøretøy-belastningsplaner skal vise hver



VEGKRYSS

DETALJPLANLEGGING

Kapitel VIII

Avsnitt 1

Side nr. 4

rute med enkel strek med antall kjøretøyer påført. I trafikk-belastningsplanen omregnes alle kjøretøyer til personbilenheter, P_e , ved bruk av ekvivalensverdier som f eks:

lette biler (enkelt hjul på bakaksel) = $1,0 P_e$

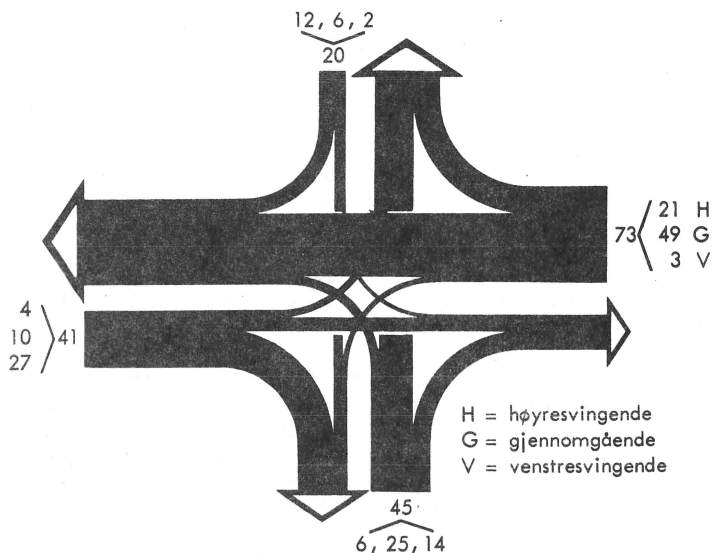
tunge biler (tvillinghjul på bakaksel) = $2,0 P_e$

trailere = $3,5 P_e$

Hver rute opptegnes med sniektykkelse som svarer til antall P_e i dimensjonerende tidsrom i prognoseåret, og antall P_e påføres som vist på figur VIII-1.1.

TRAFIKK-BELASTNINGSPLAN

Trafikk i dimensjonerende kvarter i år 19xx



Figur VIII-1.1: Eksempel på trafikk-belastningsplan.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS DETALJPLANLEGGING	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 5

1.3 KANALISERING

Kanalisering er tiltak direkte i forbindelse med vegbanen for å lede trafikken i bestemte kjørefelter eller på en bestemt måte. Kanalisering blir vanligvis anvendt for ett eller flere av følgende formål:

- 1 for å adskille konfliktpunkter eller redusere konfliktområdets størrelse
- 2 for å kontrollere krysningsvinkelen mellom trafikkstrømmer
- 3 for å redusere unødvendige vegarealer i vegkryss (de erstattes av trafikkøyer)
- 4 for å regulere trafikken og antyde hvordan krysset skal brukes
- 5 for å vise hvilken veg eller hvilke kjørefelter som er de primære
- 6 for å beskytte gående
- 7 for å beskytte kjøretøyer som venter for å svinge eller krysse (f eks kjøretøyer i et felt for venstresvingende trafikk)
- 8 for å få plass for skilt, signalmaster og annet vegutstyr
- 9 for å hindre kjøring langs spesielle ruter
- 10 for å påvirke kjøretøyenes fart (f eks ved å innsnevre kjørefeltet)

1.3.1 Retningslinjer for kanaliseringen

Under kjøring gjennom et vegkryss kan bilførere bli stillet overfor en eller flere avgjørelser. De fleste av disse er knyttet til konfliktpunktene, og under kanalisering av et kryss bør derfor oppmerksomheten hos planleggeren først og fremst være rettet mot konfliktpunktene.

Konfliktpunktene skal fikses best mulig. Dette gjøres enten ved å samle konfliktpunktene på et lite område, konfliktområdet, eller ved å trekke konfliktpunktene fra hverandre slik at bilførerne får en eneste avgjørelse av gangen og tilstrekkelig tid til vurdering og eventuell reaksjon mellom hver av dem. I tillegg til konfliktpunktene vil også vegavgreninger etc kreve avgjørelser.

Kjørefeltene på de ulike ruter skal kanaliseres slik at de leder trafikkstrømmene mest mulig direkte og naturlig gjennom kryssområdet. Valget av riktig kjørefelt skal være lett. Små radier i forhold til naturlig kjørehastighet, kontra-kurver o l bør unngås.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGKRYSS DETALJPLANLEGGING	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 6	

Krysning mellom kjørefelter skal skje mest mulig rettvinklet og i alle fall tilfredsstillende vinkelkrav som er gitt.

Gangfeltene må tas med i forbindelse med kanaliseringen og ofres minst like stor omtanke som andre elementer av vegkryss.

I signalregulerte kryss i byer er det naturlig å legge gangfeltene mellom stopplinjen og den kryssende veg slik at gangfeltene blir en direkte fortsettelse av fortløpene på begge sider av vegen. I uregulerte kryss bør det overveies å legge gangfeltene lenger fra den kryssende veg slik at det blir oppstillingsplass for minst en personbil mellom primærvegen og gangfeltet. Der gangtrafikken er stor vil en slik løsning kunne øke kryssets kapasitet.

1.3.2 Kjørefeltet

Et vegkryss skal bygges opp av kjørefelter. Gjennomgående kjørefelter skal ha samme bredde i krysset som på fri veg, og de skal ha en mest mulig naturlig og direkte linjeføring. Alle andre kjørefelter skal ha en teoretisk bredde (dvs bredden uten eventuelle tillegg p.g. kantstein etc.) på ca 3,5 m på rettlinje og de foreskrevne breddeutvidelser i kurver. Disse bredder skal normalt ikke overskrides, og det skal heller ikke bygges flere kjørefelter enn trafikken har behov for.

Et kjørefelt skal alltid finne sin naturlige fortsettelse. Særlig er dette viktig for gjennomgående kjørefelter. Når slike kjørefelter avsluttes, skal de utstyres med overgang og varselskilt slik at kjøretøyer kan skifte over til et parallelt kjørefelt uten fare eller ulempe.

For kjørefelter i kurver i kryss vil største forekommende typekjøretøy vanligvis være dimensjonerende. Det kan gjøres unntak når denne kjøretøytype bare unntaksvis er representert og det vil koste uforholdsmessig mye å ta hensyn til denne fullt ut. En vurdering basert på siktforhold, hastighet og trafikkbelastning på de impliserte ruter og av faremomentene og ulempene ved en delvis dimensjonering skal foretas. Det må i alle fall kontrolleres at største forekommende typekjøretøy kan komme gjennom krysset ved å benytte skuldre, andre kjørefelter og eventuelt trafikkøyer. Trafikkøyer som forutsettes krysset av største forekommende kjøretøy må enten være utstyrt med skrå eller lav kantstein eller bare ha malt begrensning. Det kan i slike tilfeller være aktuelt å utstyre samme trafikkøyer både med kantstein og malt begrensning, slik at største forekommende kjøretøy bestemmer plasseringen av kantsteinen og dimensjonerende kjøretøys plasseringen av den malte begrensning utenfor kantsteinen.

Når det skal kontrolleres om dimensjonerende kjøretøy kommer gjennom på de enkelte mulige kjøreruter, brukes vanligvis Vegnormalenes

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS DETALJPLANLEGGING	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 7

hjulsporettegninger i kapitel IV. På høyresvingende ruter skal hjulsporene vanligvis ha en klaring til teoretisk kjørefeltkant på 0,5 m. Dette oppnås automatisk ved bruk av metoden som er beskrevet i underavsnitt VIII-4.5. På venstresvingende ruter kan det forutsettes at dimensjonerende kjøretøy legger seg helt ut til høyre kant av kjørefeltene og at teoretisk kant av trafikkøyer på begge sider kan legges ved hjulsporene.

1.3.3 Kanaliseringsmidler

De hjelpemidler som brukes til den egentlige kanalisering er:

- 1 Trafikkøyer som kan være begrenset av maling, kantstein, rekkverk o l.
- 2 Oppmerking på kjørebanelen og fremheving av spesielle kjørefelter ved legging av vegdekke med egen farge.

Samme formål som den egentlige kanalisering har:

- 3 Oppsetting av trafikkskilt som opplyser om hvordan vegkrysset skal brukes.
- 4 Ens belysning av spesielle kjørefelter som skal fremheves, f eks de gjennomgående kjørefelter på primærvegen.

Kanaliseringsmidler kan utføres mer eller mindre restriktive etter hvor viktig det er at de blir respektert. Generelt gjelder at kanaliseringsmidlene ikke skal være mer restriktive og farlige ved en eventuell påkjørsel enn nødvendig av hensyn til den øvrige ferdsel.

Oppsetting av skilt og eventuell belysning har så nær sammenheng med den egentlige kanalisering at den må planlegges helt parallelt med denne.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

ÅR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS HOVEDTYPER	Kapitel VIII Avsnitt 2 Side nr. 1

2.1 PLANKRYSS

Plankryss kan deles i tre hovedtyper:

3-armet kryss (T-kryss og Y-kryss)
som forbinder to veger.

4-armet kryss (X-kryss)
som forbinder to veger og gir mulighet
for gjensidig krysning.

Rundkjøring
som forbinder 2 eller flere veger og gir
mulighet for gjensidig krysning.

Ved valg av krysstype må en ha klart for seg vegnettets oppbygging og hva slags funksjon de forskjellige veger i systemet skal ha. Siden T-krysset er den enkleste vegkryssform, bør denne krysstype vanligvis etterstrebes. Forutsetningen for bruk av T-kryss er at vegsystemet bygges opp omkring en utpreget samleåre, og at arealutnyttelsen etc er slik at det blir lite behov for direkte krysning av samleåren. Er det behov for krysning av hovedåren, vil en ved T-kryss få en økt belastning på et kortere parti av denne. Merbelastningen må vurderes spesielt, og T-kryssene bør vanligvis ligge slik forskjøvet at trafikk som skal krysse primærvegen ikke må foreta venstresving ut fra primærvegen. Hvis det er utpreget behov for direkte krysning mellom to veger, bør vanligvis det rettvinklede X-kryss brukes. På motor-B-veger bør en bare bruke T-kryss dersom kryssene utformes i ett plan.

Rundkjøringer består av vekslingsstrekninger som vanligvis er kryssets kritiske punkter hva kapasitet angår. Rundkjøringer bør derfor bare anvendes for kryss med liten trafikkbelastning med mindre vekslingsstrekningenes kapasitet er vurdert.

Kryssene bygges opp av kryselementer, som kjørefelter og trafikkøyer for ulike formål. De ulike kryselementer settes sammen slik at terreng- og bebyggelsesforhold tilpasses best mulig. Det er ingen ting i veien for å velge kryselementer av høyere klasse når dette gir bedre terreng- og trafikktilpasning. Trafikkforholdene er karakterisert ved trafikkbelastningen på de ulike ruter i dimensjonerende tidsrom. De ulike trafikkstrømmer betegnes som vist på figur VIII-2.1.

De kriterier for valg av kryselementer som er gitt i det følgende skal forstås som et hjelpemiddel og ikke et ufravikelig påbud som gjelder under alle forhold. Spesielt er det viktig å være klar over at kriteriene ikke automatisk gir tilfredsstillende kapasitet for vegkrysset. Kapasitetsberegning kan derfor være påkrevet for å kontrollere at det er balanse mellom de kryselementer som er valgt.



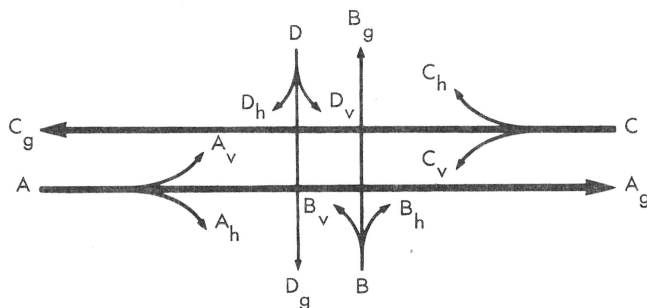
VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 2

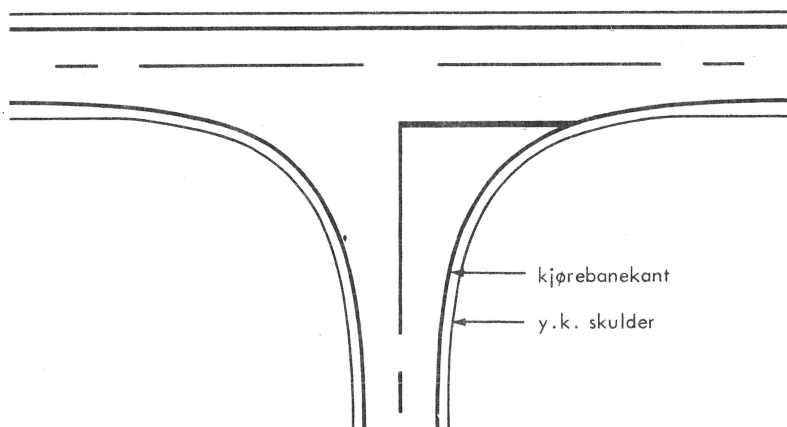


Figur VIII-2.1: Betegnelser på trafikstrømmene i et vegkryss.

2.1.1 Enkelt plankryss

Et plankryss i sin enkleste form kanaliseres ved oppmerking alene, som antydnet på figur VIII-2.2. Forskriftene for oppmerking gis i en annen del av Vegnormalene.

Enkelt plankryss, enten det er T-kryss eller X-kryss, vil fungere tilfredsstillende ved små trafikkbelastninger.



Figur VIII-2.2: Enkelt plankryss.

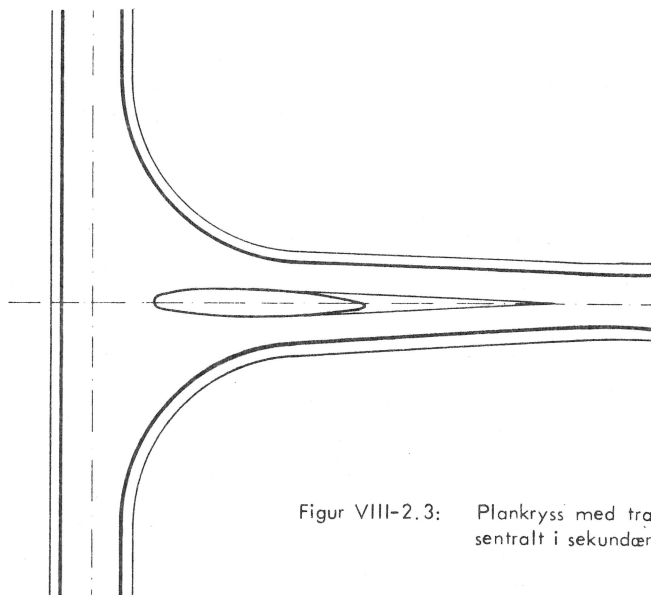


VEGKRYSS

HOVEDTYPER

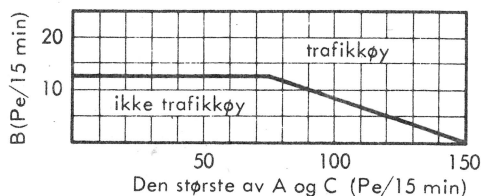
2.1.2 Trafikkøy i sekundærvegen

Ved en stor andel svingende trafikk til og fra sekundærvegen eller når krysset er skjevinklet, blir det nødvendig med mer bestemt ledning av trafikkstrømmene enn oppmerking på kjørebanen kan gi. Dette oppnås i første omgang ved bygging av trafikkøy sentralt i sekundærvegen ved innføringen i primærvegen som vist på figur VIII-2.3.



Figur VIII-2.3: Plankryss med trafikkøy sentralt i sekundærvegen.

Nødvendigheten av slik trafikkøy på grunn av trafikkbelastningen finnes av figur VIII-2.4. Når trafikken er spesielt ugunstig fordelt på rutene i krysset eller krysset er skjevinklet, bør en ofte bygge trafikkøy for mindre trafikkbelastning enn figuren tilsier.



Figur VIII-2.4: Nødvendigheten av trafikkøy sentralt i sekundærvegen ved ulik trafikk-belastning.



VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel

VIII

Avsnitt

2

Side nr.

4

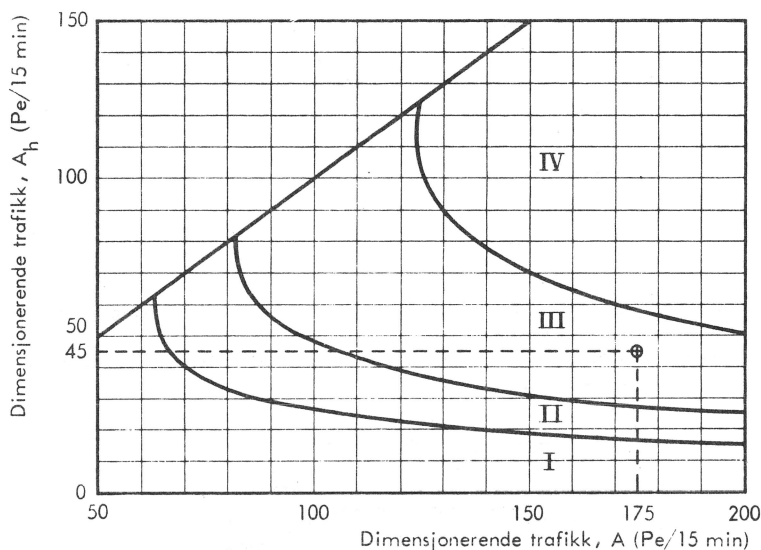
2.1.3 Kjørefelt for høyresvingende trafikk fra primærvegen

Et kjørefelt for høyresvingende trafikk fra primærvegen er et retardasjonsfelt. Retardasjonsfelter klassifiseres etter sin lengde og utforming i 5 feltklasser. Felter av 1. klasse har høyest standard og kommer særlig til anvendelse på motorveger. Kravene til utforming av retardasjonsfelter av ulike klasser er gitt i underavsnitt VIII-3.2.

Primærvegens dimensjonerende hastighet og trafikkbelastning bestemmer laveste tillatte klasse for høyresvingende felter. En går først inn i figur VIII-2.5 for å finne hvilket trafikkbelastningsområde en befinner seg i. Deretter brukes tabell VIII-2.1, som gir laveste tillatte feltklasse.

Eksempel:

Gitt: $A = 175 \text{ Pe}/15 \text{ min}$, $A_h = 45 \text{ Pe}/15 \text{ min}$. Disse verdier gir et punkt i figur VIII-2.5 som ligger i trafikkbelastningsområde III. Tabell VIII-2.1 gir deretter laveste tillatte feltklasse ved ulik dimensjonerende hastighet for primærvegen.



Figur VIII-2.5: Trafikkbelastningsområder (i romertall) for beregning av laveste tillatte klasse for kjørefelter for høyresvingende trafikk fra primærvegen (se også tabell VIII-2.1).

VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel

VIII

Avsnitt

2

Side nr.

5



STATENS VEGVESEN

Primærvegens dim. hastighet V (km/h)	Trafikkbelastningsområde			
	I	II	III	IV
60 og 70	5	4	3	2
80 og 90	4	3	2	1
100 og 110	3	2	1	1
120 eller over	2	1	1	1

Tabell VIII-2.1: Laveste tillatte klasse for kjørefelt for høyresvingende trafikk fra primærveg med ulik dimensjonerende hastighet og trafikkbelastningsområde.

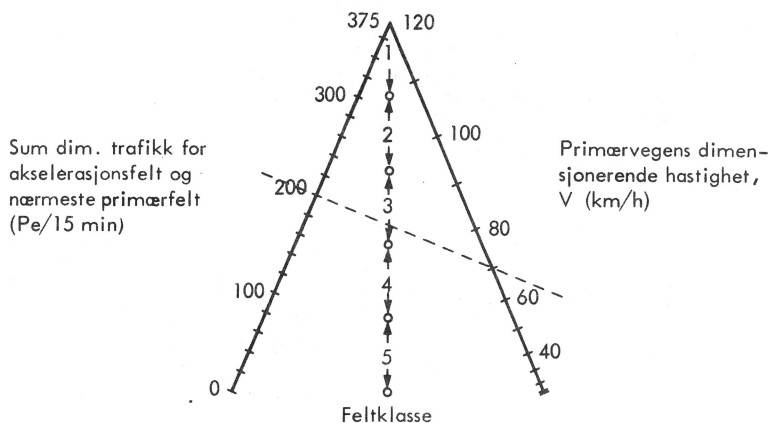
2.1.4 Kjørefelt for høyresvingende trafikk fra sekundærvegen

Et kjørefelt for høyresvingende trafikk fra sekundærvegen er et akselerasjonsfelt. Akselerasjonsfelter klassifiseres etter sin lengde og utforming i 5 feltklasser på tilsvarende måte som retardasjonsfelter. Kravene til utforming er gitt i underavsnitt VIII-3.2.

Laveste tillatte feltklasse ved ulik trafikkbelastning og dimensjonerende hastighet finnes av figur VIII-2.6.

Eksempel:

Gitt: Summen av B_h og andel av A_g i høyre felter 200 Pe/15 min. Primærvegens dimensjonerende hastighet er 70 km/h. Figur VIII-2.6 tilsier da bruk av feltklasse 3.



Figur VIII-2.6: Laveste tillatte klasse for kjørefelter for høyresvingende trafikk fra sekundærvegen ved ulik trafikkbelastning og dimensjonerende hastighet.



VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 6

2.1.5

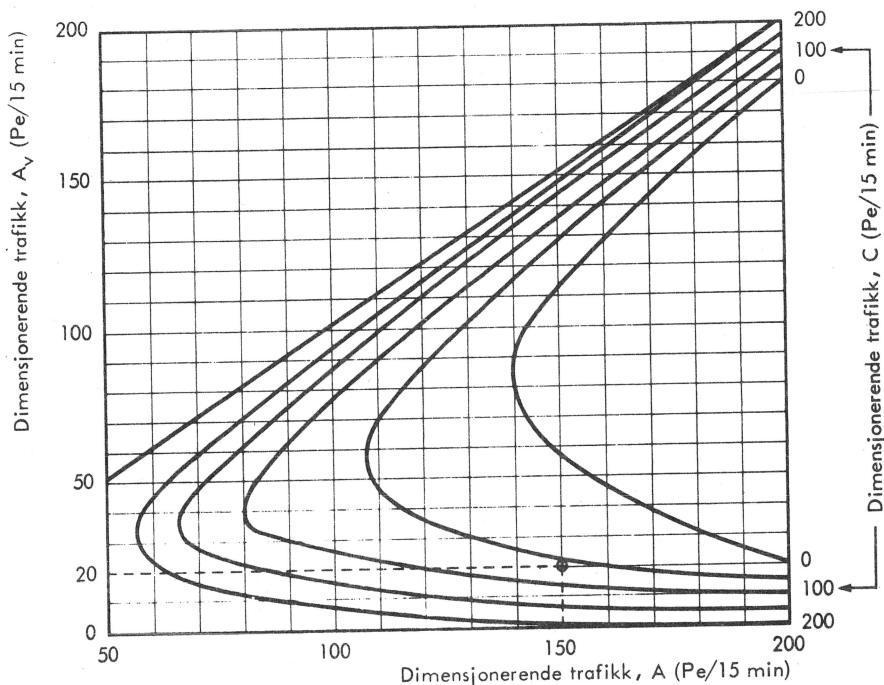
Eget kjørefelt for venstresvingende trafikk fra primærvegen

Venstresvingende trafikk som må stanse i et gjennomgående primærfelt kan forårsake trafikkulykker. Ulykkesfaren antas å tilta med trafikkmengden. For å bestemme nødvendigheten av eget venstresvingfelt, går en inn i figur VIII-2.7 med dimensjonerende trafikk.

Eksempel:

Gitt: $A = 150 \text{ Pe}/15 \text{ min}$, $A_v = 20 \text{ Pe}/15 \text{ min}$. Figur VIII-2.7 gir tilhørende verdi av $C = 65 \text{ Pe}/15 \text{ min}$. Hvis C er større, må det bygges eget felt for venstresvingende trafikk fra primærvegen.

Motor-B-veger skal alltid ha eget kjørefelt for venstresvingende trafikk. Hvis det ikke medfører vesentlige merkostnader bør man av sikkerhetshensyn også bygge venstresvingfelter på andre veger med høyt hastighetsnivå selv om trafikkmengden egentlig ikke krever det.



Figur VIII-2.7: Nødvendigheten av eget kjørefelt for venstresvingende trafikk fra primærvegen ved ulik trafikkbeltning.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS HOVEDTYPER	Kapitel VIII Avsnitt 2 Side nr. 7

Lengden av venstresvingfeltet beregnes som beskrevet for oppstillingsfelter i underavsnitt VIII-3.3.

Kjørefelter for venstresvingende trafikk skal foruten å tjene som oppstillingsfelt også gi kjøretøyene mulighet for retardsjon utenfor gjennomgående felter. Behovet for retardsjonslengde er imidlertid størst når behovet for oppstillingsplass er minst. I mange tilfeller vil derfor oppstillingsplassen kunne tjene som retardsjonsstrekning. En må i hvert enkelt tilfelle vurdere om den beregnede oppstillingsplass gir tilstrekkelig retardsjonsmulighet og eventuelt øke lengden på venstresvingfeltet. En ideell retardsjonslengde gjør det mulig å forlate primærvegen med dennes trafikkhastighet, men det kan være forsvarlig å basere seg på en lavere avsvingshastighet (jfr klasseinndelingen av retardsjonsfelter). Overgangslengden beregnes for en kjørehastighet lik primærvegens trafikkhastighet.

På veger med høyt hastighetsnivå skal trafikkøyer i forbindelse med venstresvingfelter utformes slik at minst 2/3 av venstresvingfeltets bredde skjermes mot gjennomgående trafikk i samme retning.

Når trafikkmengdene ikke nødvendiggjør bygging av eget venstresvingfelt, bør en forsterke og eventuelt utvide skulderen slik at gjennomgående kjøretøyer kan passere ventende kjøretøyer med redusert fart.

En heldig løsning kan også oppnås ved først å føre venstresvingende trafikk ut til høyre og så vinkelrett over primærvegen.

De ulike former for behandling av venstresving-problemet er vist på figur VIII-2.8.



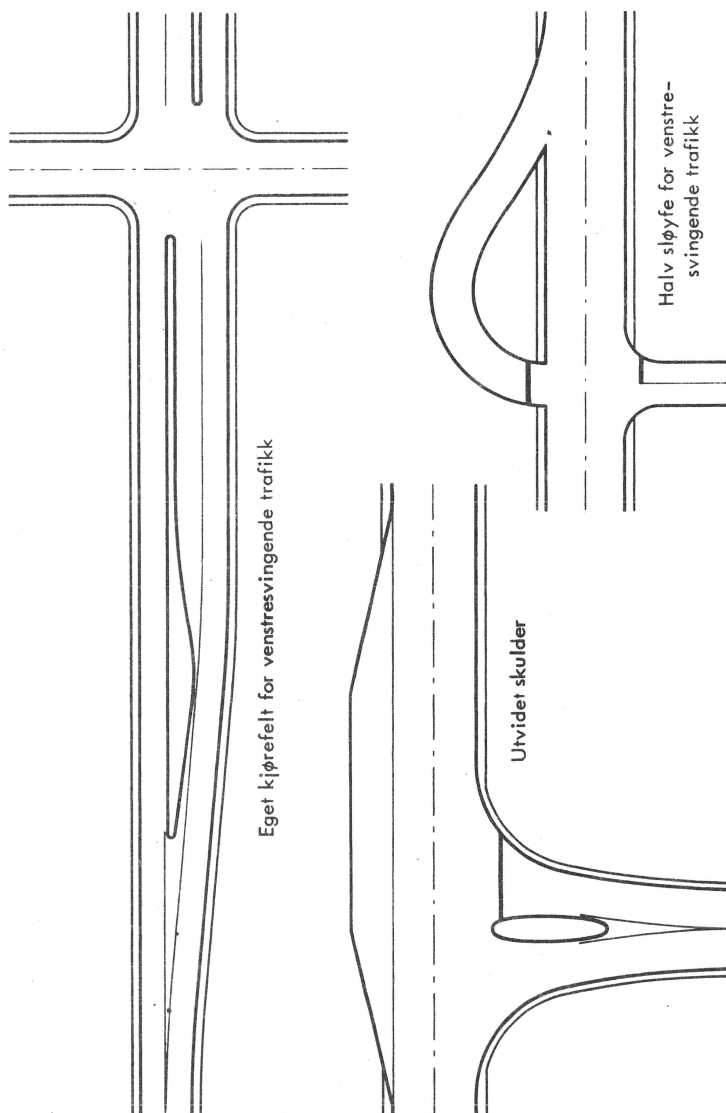
VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 8



Figur VIII-2.8: Eget kjørefelt for venstresvingende trafikk, utvidet skulder og halv sløyfe for venstresvingende trafikk.



VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel	VIII
Avsnitt	2
Side nr.	9

2.1.6 Utvidet kryss

I de hittil skisserte plankryss må gjennomgående og venstresvingende trafikk fra sekundærvegen kjøre over minst to konfliktpunkter. I de tilfeller hvor sekundærtrafikken har vike- eller stoppeplikt, må denne vente på samtidige akseptable tidsluker i to trafikkstrømmer på primærvegen, idet muligheten for venting mellom hvert konfliktpunkt ikke er til stede. Slike samtidige tidsluker opptrer svært sjelden sammenlignet med antallet av akseptable tidsluker i hver av strømmene. Av den grunn blir kapasiteten lav, og forsinkelsestiden kan bli lang for sekundærvegen. Kapasiteten øker vesentlig om forkjørsfeltene trekkes fra hverandre slik at konfliktpunktene kan krysses hver for seg. En får da et utvidet kryss. Mellom forkjørsfeltene bør det være oppstillingsplass for dimensjonerende typekjøretøy.

Ved hjelp av figur VIII-2.9 kan en bestemme om den gjennomgående og venstresvingende trafikk fra sekundærvegen krever utvidet kryss.

Eksempel:

Gitt: $A + C = 130 \text{ Pe}/15 \text{ min}$ og $B_g = 50 \text{ Pe}/15 \text{ min}$. Disse verdier gir et punkt i figur VIII-2.9 som tilsvarer $B_v \approx 25 \text{ Pe}/15 \text{ min}$. Hvis den virkelige verdi av B_v er større enn $25 \text{ Pe}/15 \text{ min}$, er utvidet kryss påkrevet. Det ville også være tilfelle om $A + C$ og B_g ga et punkt over kurven for $B_v = 0$.

I sterkt belastede kryss kan det bli aktuelt med ytterligere oppdeling av kjørefelter og adskillelse av konfliktpunktene. Slike sterkt oppdelte kanaliserte kryss må ikke planlegges etter et på forhånd fastlagt mønster, men best mulig tilpasses de stedlige terrengforhold.

2.1.7 Signalregulerte kryss

Kapasiteten av et signalregulert kryss avhenger av hvor mange kjørefelter som kan avvikles samtidig. Faseplanen og utformingen av hele krysset må derfor planlegges samtidig ut fra trafikkbelastningen på de ulike ruter, og slik at alle kjørefeltkøer i en fase avvikles etter like lang tid. For at det skal være mulig, må hvert oppstillingsfelt som avvikles i samme fase ha omtrent like stor trafikkbelastning. De sterkest belastede rutene må da deles i flere oppstillingsfelter foran krysset. Gangfeltene må også tas med under felt- og faseplanleggingen.

Mellom hver fase blir det tapstid og dermed kapasitetstap. En bør derfor forsøke å få til en signalperiode med så få faser som mulig, helst bare to. For å redusere ventetiden bør periodelengden generelt sett være kort. Ved stor trafikkbelastning må den imidlertid økes for å øke kapasiteten. Øvre grense for periodelengden kan settes til 80 s i firearmet kryss og 120 s i kryss med flere enn fire vegarmer.



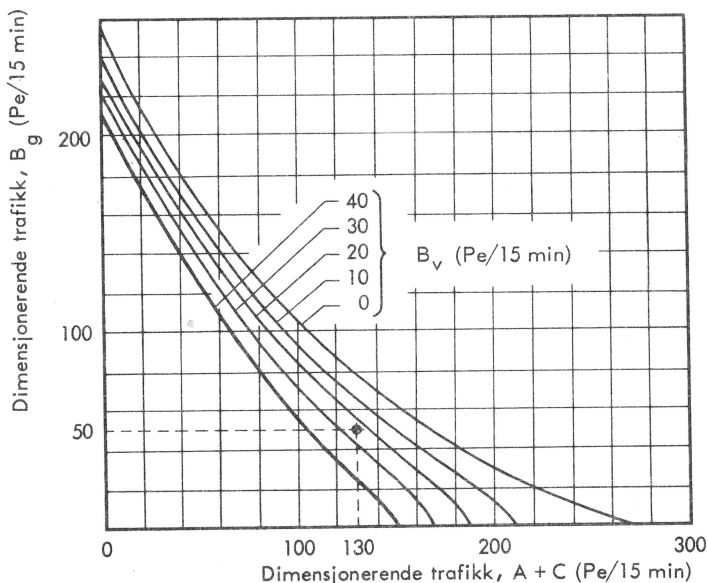
VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 10



Figur VIII-2.9: Nødvendigheten av utvidet kryss ved ulik trafikkbelastning.

I svakt belastede kryss vil en signalregulering medføre unødvendige forsinkelser. Signalregulering kan derfor normalt bare komme på tale i kryss med relativt stor trafikkbelastning. På veier med høy kjørehastighet bør signalanlegg ledsages av fartsbegrensning.

I kryss med riksveger bør det bare benyttes trafikkstyrte signalanlegg, forutsatt at det ikke kreves et annet system av hensyn til signalkoordinering eller lignende.

Under kryssplanlegging for veier gjennom byområder må en vurdere om det senere kan bli aktuelt med koordinerte signalanlegg. I tilfelle skal en avpasse kryssavstanden slik at koordineringen ikke kompliseres senere.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS HOVEDTYPER	Kapitel VIII Avsnitt 2 Side nr. 11

2.2 TOPLANSKRYSS

Det karakteristiske trekk ved toplanskryss er at de gjennomgående felter på primærvegen ikke kan krysses i plan. Dette gjelder såvel for venstresvingende trafikk fra selve primærvegen som kryssende sekundærvegs-trafikk.

Trafikk i et toplanskryss kan foruten gjennomgående primærvegs-trafikk bestå av gjennomgående sekundærvegs-trafikk og trafikk som går til eller fra primærvegen. Hvor en bare har trafikk av førstnevnte kategori, bygges enkel bro uten forbindelse mellom vegene som på figur VIII-2.10 a. For trafikk av annen kategori må en bygge både bro og ramper som vist i eksemplet på figur VIII-2.10 b. Når en har trafikk av begge kategorier samtidig, kan de behandles hver for seg via to broer eller kombineres på samme bro. Siste løsning vil oftest bli anvendt. Eksempler er vist på figurene VIII-2-10 c, d, e, f og g.

Figur VIII-2.10 c

Krysset i figur VIII-2.10 c kalles etter sin form for et diamantkryss. Rampene er ført så direkte som mulig, slik at unødvendige kjørelengder unngås. Diamantkrysset gir liten byggebredde på siden av primærvegen og gode muligheter for plassering av holdeplasser for bilruter som går langs primærvegen (holdeplassen legges på sekundærvegen). Krysstypen passer av den grunn godt i tettbygde strøk. Plankrysse mellom sekundærvegen og rampene kangi kapasitetsproblemer, særlig p g a de venstresvingende bevegelsene. Kapasiteten økes ved kanalisering og eventuelt signalregulering på samme måte som i andre plankryss.

Trafikk på sekundærvegen som i krysset skal til venstre inn på primærvegen må krysse denne og derpå foreta venstresvingen. I enkelte tilfeller, spesielt i landlige strøk, kan diamantkrysset føre til at enkelte trafikanter foretar venstresvingen før de krysser primærvegen, med det resultat at de kommer inn i motgående kjørebane. Faren for dette kan reduseres ved god kanalisering og skilting i kryssene mellom rampene og sekundærvegen, men best er det å bygge sløyferamper etter sekundærvegen, som på nordsiden av primærvegen på figur VIII-2.10 d. Trafikk nordfra på sekundærvegen som skal til venstre vil her bli ledet naturlig over primærvegen og så til venstre inn på riktig rampe.

Figur VIII-2.10 d

Hvor terrenget eller trafikkbelastningene ikke tillater en direkte ført rampe med tilhørende venstresvingende bevegelser, kan den erstattes av en sløyfe som vist på figur VIII-2.10 d. De venstresvingende rutene reduseres imidlertid ikke i antall av den grunn, men hvilke ruter som må foreta en venstresving i plankrysset mellom sekundærveg og rampe vil avhenge av om sløyfen legges foran eller etter sekundærvegen.



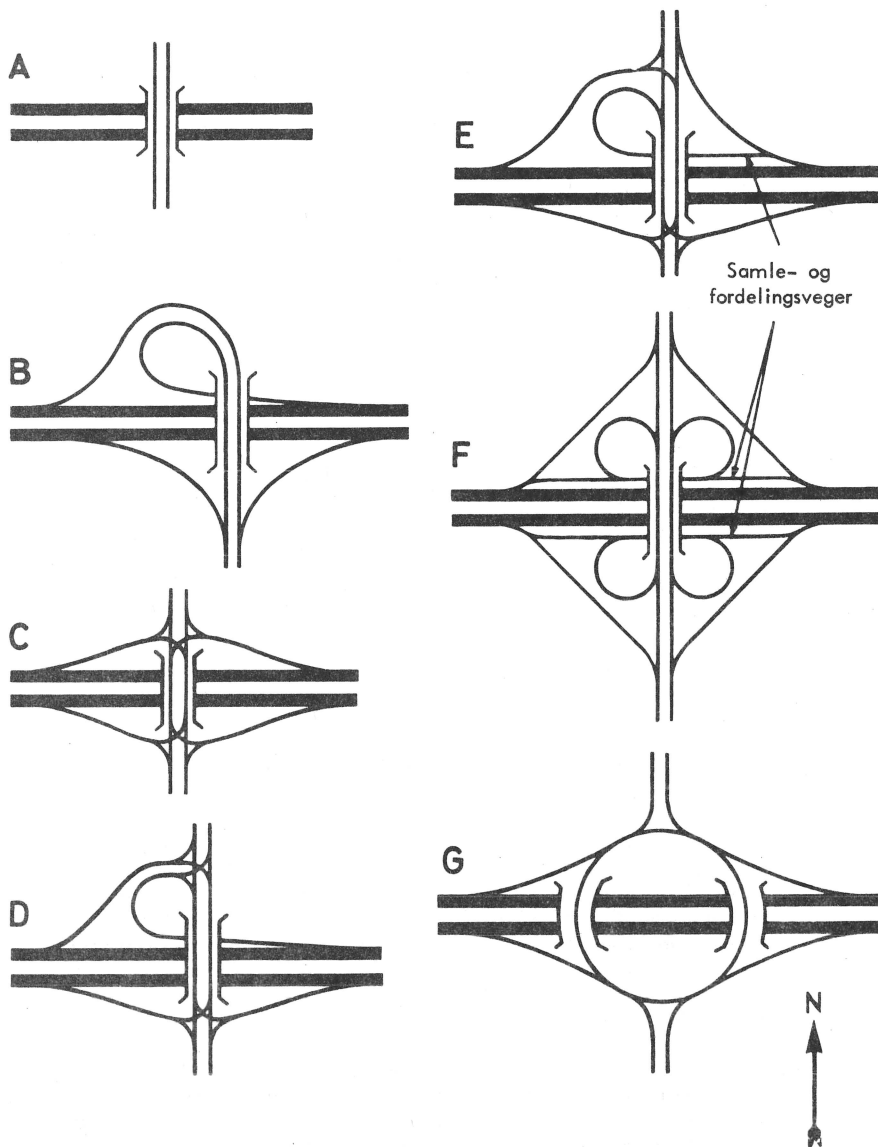
VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 12



Figur VIII-2.10: Hovedtyper av toplanskryss.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGKRYSS HOVEDTYPER	Kapitel	VIII
		Avsnitt	2
		Side nr.	13

Figur VIII-2.10 e

En venstresvingende bevegelse i et plankryss kan unngås ved bygging av en direkte ført rampe i tillegg til en sløyfe, eller omvendt. Et eksempel er vist på figur VIII-2.10 e, hvor trafikk fra øst mot nord unngår venstresving p g a den direkte førte rampe i nord-østre kvadrant. Trafikkbelastningen på de ulike ruter vil være med på å avgjøre om ekstra sløyfer eller direkte førte ramper er nødvendige i en eller flere kvadranter.

Figur VIII-2.10 f

Toplanskryss med sløyfer og direkte førte ramper i alle kvadranter kalles et kløverblad-kryss. Det muliggjør kontinuerlige trafikkbevegelser på alle ruter og kommer særlig til anvendelse hvor to sterkt belastede trafikkårer krysser hverandre. Kløverblad-krysset krever p g a sløyfen stor ekstra kjørelengde og stort areal. Vekslingstrekingene kan gi kapasitetsproblemer. Kapasiteten økes ved økning av vekslingstrekingens bredde eller lengde, men det vil måtte innvirke på hele kryssets konstruksjon.

Figur VIII-2.10 g

I stedet for å utforme plankryss-forbindelsen mellom sekundærveg og ramper med 3- eller 4-armede kryss kan en bruke en rundkjøring som vist på figur VIII-2.10 g. Løsningen vil normalt kreve store brobyggingsarbeider.

Det er gitt en kort omtale av enkelte typer av toplanskryss. Det finnes langt flere typer som kan komme til anvendelse. Spesielt nevnes direkte førte kryss med adskilte broer i to eller flere plan. Slike kryss kan komme til anvendelse når det kreves høy kapasitet og sløyferamper ikke kan anvendes. To spesielle utforminger av diamanthkryss er vist på figur VIII-2.11. De vil passe særlig godt i byer.

Ved valg av krysstype må en foruten de særtrekk ved kryssene som er nevnt ta hensyn til:

- 1 Kapasitet ved den aktuelle trafikkfordeling.
- 2 Terrengtilpasning og disponibelt areal.
- 3 Ensartet rampeføring langs primærvegen.

Sterkt varierende terreng og trafikkforhold kan føre til stor variasjon i kryss-typer. Hvis dette også gir seg utslag i varierende rampeføring slik at f eks første kryss får én avkjøringsrampe og neste kryss to avkjøringsramper, kan dette gi nedsatt sikkerhet. Slike problemer kan avhjelpes ved bygging av samle- og fordelingsveger som vist på figurene VIII-2.10 e og f.



VEGKRYSS

HOVEDTYPER

Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 14

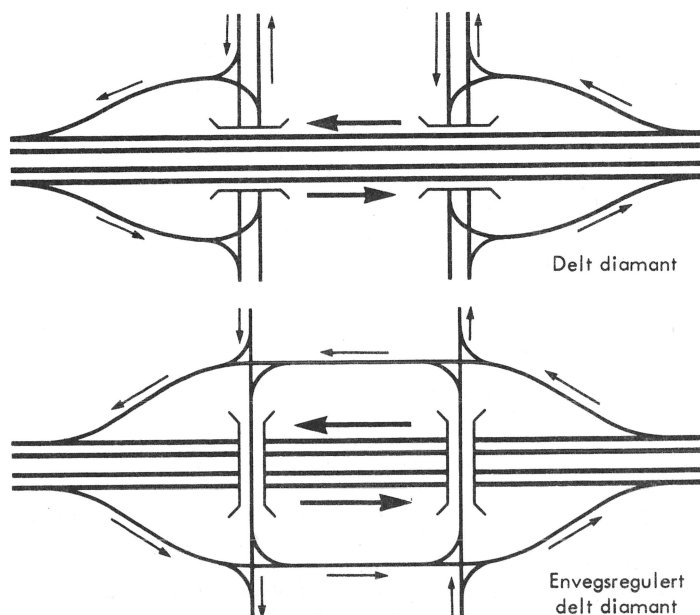
Normalt skal ramper på motor-A-veg alltid tilsluttes kjørebanelens høyre side.

Av hensyn til rampe-lengder og siktforhold bør sekundervegen normalt føres over primervegen.

2.2.1 Feltordning

Vanligvis skal antallet av gjennomgående felter på en motor-A-veg ikke forandres med korte mellomrom, selv om trafikkbelastningen varierer sterkt.

Når kjørefelter føres fra hverandre, f.eks ved en utkjøring, skal summen av antall felter i begge kjørebaneler etter avgrensingen ikke være større enn antall felter før avgrensingen pluss ett. Når kjørefelter føres sammen, f.eks ved en innkjøring, skal antallet av felter etter innkjøringen ikke være mindre enn summen av antall felter i begge kjørebaneler før innkjøringen minus ett felt.



Figur VIII-2.11: To typer av delte diamantkryss.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGKRYSS ELEMENTENE	Kapittel VIII Avsnitt 3 Side nr. 1	

3.1 TRAFIKKØYER

En trafikkøy er et område som er begrenset av kjørefelter på alle sider, men som normalt ikke skal benyttes av kjøretøyer. En trafikkøy skal ikke redusere kjørefeltene bredder eller komplisere deres linjeføring. I planleggingen er derfor første oppgave å gi kjørefeltene den riktige bredde og linjeføring. Deretter føyes trafikkøyene inn for å understreke kjørefeltene begrensninger og fylle ut overflødige vegarealer.

Trafikkøyer er det viktigste hjelpemiddel ved kanalisering av vegkryss. Etter de oppgaver de har kan de inndeles i tre grupper:

- 1 ledende trafikkøyer (f eks trafikkøy i sekundærvegen)
- 2 delende trafikkøyer (f eks midtdelere)
- 3 beskyttende trafikkøyer (f eks ved gangfelt)

De to første grupper tjener direkte kanaliseringsformål ved å lede trafikkstrømmene. Siste gruppe tjener til å beskytte fotgjengere, skilt, lysmaster o s v. En enkelt trafikkøy kan godt ha flere oppgaver samtidig.

3.1.1 Størrelse av trafikkøyer

For at en vanlig trafikkøy med kantstein skal bli sett, må den minst dekke et areal på 7 m^2 utenfor tettbygd strøk og 5 m^2 i tettbygd strøk hvor hastigheten er lav. Ved bruk av trafikkskilt eller tydeligere markeringsmidler kan arealene reduseres til henholdsvis 5 m^2 og 3 m^2 når det er dårlige plassforhold. Trafikkøyer med fast dekke i plan med vegbanen og uten fysisk begrensning kan ha noe mindre areal enn angitt, dersom det ikke medfører fare om trafikkøya ikke blir lagt merke til. Trafikkøyer uten kantstein og fast dekke kan brukes utenfor tettbygd strøk når arealet er minst 50 m^2 .

Forøvrig stilles det krav at trafikkøyer som deler kjørebane på en primærveg skal være godt synlige i en avstand lik stoppsikt foran trafikkøya. Dette kan oppnås ved å fremheve den del av trafikkøya som vender mot ankomende trafikk ved hjelp av markeringsgjerder, rekkverk, trafikkskilt og lignende. Markeringsmidlene skal ha størst mulig flate, sett fra ankomende bilførers plass. De bør også være belyst og skal alltid utføres med tilstrekkelig stor lysreflekterende flate. Slike ekstra markeringsmidler skal ikke utføres i for solid materiale, forutsatt at de ikke også skal tjene til beskyttelse av fotgjengere eller av andre grunner må stoppe påkjørende kjøretøyer. Det kan også bli aktuelt å forlenge trafikkøya slik at den begynner på et sted der siktforholdene er bedre.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS ELEMENTENE	Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 2

Langstrakte trafikkøyer (f.eks. midjeløpere) med kantstein skal ha en bredde på minst 1,0 m, mens slike trafikkøyer med svakere begrensningskantstein og uten fast dekke bør ha bredde på minst 6,0 m. En 2-felts veg med venstresvingfelt og trafikkøy med kantstein vil da få en bredde på 12 m ($3 \cdot 3,5 + 1 + 2 \cdot 0,25$) mellom kjørefeltenes ytterkanter.

Hjørner og spisser på trafikkøyer utføres med radius på minst 0,75 m for teoretisk øykant. Teoretisk øykant er den ytterkant av trafikkøya som ville bli vist med en eventuell malt strek (se figur VIII-3.1). Kantstein og tilsvarende begrensingsmidler settes innenfor trafikkøyenes teoretiske kant.

3.1.2 Begrensning av trafikkøyer

En trafikkøy kan begrenses av maling, overgang mellom ulike dekketyper, kantstein, rekkverk o.l. Begrensingsmidlet velges etter den oppgave øya skal ha og hvor påkrevet det er at den blir respektert. En skal ikke anvende begrensingsmidler som kan volde unødige skade ved en eventuell påkjørsel eller blir unødige mye i veien for vintervedlikeholdet.

I de aller fleste tilfeller vil kantstein være å anbefale for begrensningsavtrafikkøyer i vegkryss. Trafikkøy uten kantstein og fast dekke bør ikke brukes av hensyn til vanskelig vedlikehold av skillelinjen asfalt-grus eller asfalt-gress.

3.1.3 Avstander fra kjørefeltkant til trafikkøy

3.1.3.1 Avstand mellom teoretisk øykant og begrensingsmidlet

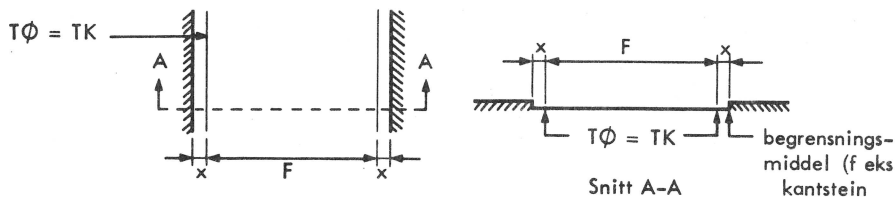
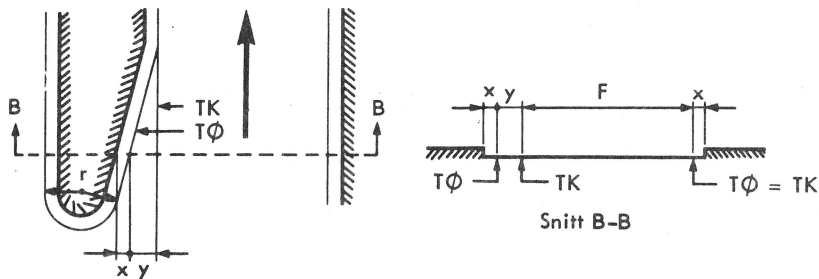
For å unngå at begrensingsmidlene på en trafikkøy reduserer kjørefeltenes kapasitet, må visse begrensingsmidler settes innenfor teoretisk øykant. Kantstein settes 0,25 m innenfor teoretisk øykant. Høyere begrensingsmidler skal ha større avstand fra øykant, svarende til reglene for avstand mellom kjørefeltkant og sidehinder som rekkverk etc.

Teoretisk øykant faller normalt sammen med teoretisk kjørefeltkant. Et kjørefelt har vanligvis en bredde på 3,5 m på rettløpe, og dette er dermed avstanden mellom de teoretiske kjørefeltkanter. Hvis kjørefeltet har trafikkøyer med kantstein på begge sider, vil kantsteinen stå 0,25 m fra teoretisk øykant (her forutsatt lik teoretisk kjørefeltkant), og kjørefeltet får dermed en bredde på 4 m ($3,5 + 2 \cdot 0,25$) mellom kantsteinene. Feltets teoretiske og effektive bredde ut fra kapasitetshensyn er allikevel 3,5 m (se figur VIII-3.1).



VEGKRYSS

ELEMENTENE

AVSTAND MELLOM TEORETISK ØYKANT ($T\phi$) OG BEGRENSNINGSMIDLETAVSTAND MELLOM TEORETISK ØYKANT ($T\phi$) OG TEORETISK KJØREFELTKANT (TK)

- $T\phi$ = teoretisk øykant
 TK = teoretisk kjørefeltkant
 x = avstand mellom $T\phi$ og begrensningsmidlet
 y = avstand mellom $T\phi$ og TK
 F = teoretisk kjørefeltbredde
 r = radius for $T\phi$ (min 0,75 m)

Figur VIII-3.1: Avstand mellom teoretisk øykant og begrensningsmidlet og mellom teoretisk øykant og teoretisk kjørefeltkant.



VEGKRYSS

ELEMENTENE

Kapitel VIII

Avsnitt 3

Side nr. 4

3.1.3.2 Avstand mellom teoretisk øykant og teoretisk kjørefeltkant

Når en trafikkøy begynner på rettlinje eller i ytterkurve ved et gjennomgående kjørefelt på primærvegen og har større avstand fra foregående trafikkøy enn 25 m, skal avstanden mellom teoretisk kjørefeltkant og teoretisk trafikkøykant være som angitt i tabell VIII-3.1. For andre kjørefelter eller når det ikke er fastsatt noen bestemt dimensjonerende hastighet velges avstanden ut fra de stedlige forhold og med støtte i tabellen.

Dimensjonerende hastighet, V (km/h)	Avstand (m)
0 - 70	0,50
80 - 90	0,75
100	1,00
110	1,25
120	1,50

Tabell VIII-3.1: Avstand mellom teoretisk kjørefeltkant og teoretisk kant av begynnelsen av trafikkøy.

Når et kjørefelt svinger av fra et gjennomgående kjørefelt på en primærveg, oppstår det en viss fare for at gjennomgående kjøretøyer kan forville seg ut i retning av det avsvingende felt. For at slike kjøretøyer ikke skal kollidere med en eventuell trafikkøy mellom de divergerende felter, skal avstanden mellom teoretisk feltkant og teoretisk øykant ved begynnelsen av trafikkøya være 1,5 - 3,0 m, avhengig av avsvingshastigheten og feltenes linjeføring. Et primærfelt i venstrekurve vil f.eks. øke faren for feilkjøring og krever stor felt-øy-avstand (nese-avstand). Et avsvingende felt som føres svært sakte ut fra primærvegen kan gi høy avsvingshastighet, og dermed også økt fare for feilkjøring.

Avstanden mellom et gjennomgående kjørefelt på primærvegen og en trafikkøy reduseres gradvis ved at trafikkøya skrår i forhold til kjørefeltkanten. Hvor kjørefeltets dimensjonerende hastighet er 80 km/h eller mindre brukes helning 1:10, ellers helning 1:15. For andre kjørefelter velges en skråning som passer de stedlige forhold.

Trafikkøyer som skal lede kjøretøyer på venstresvingende ruter bør ikke ha større avstand fra kanten av nærmeste gjennomgående felt på kryssende veg enn 2,0 m. En økning av denne avstand vil vanligvis gi smalere trafikkøyer, men samtidig vil små kjøretøyer da få en dårligere ledning. Trafikkøyer skal allikevel normalt ikke rekke inn på primærvegens skulder.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGKRYSS ELEMENTENE	Kapitel Avsnitt Side nr.	VIII 3 5

3.2 FARTSENDRINGSFELT

Fartsendringsfelter bygges for helt eller delvis å unngå akselerasjon og retardasjon (bremsing) på gjennomgående kjørefelter i forbindelse med ut- og innkjøring. Fartsendringsfeltene inndeles i akselerasjonsfelter og retardasjonsfelter. Hver feltype inndeles videre i klasser etter hvor godt de skal betjene trafikken. De lengder som angis for de ulike deler av fartsendringsfeltene er å forstå som minsteverdier.

Fartsendringsfelter kan helt eller delvis settes sammen av klotoider med beregnede parametre. Det vil ofte være praktisk å la høyre kjørefeltkant være konstruksjonslinjen med kjedingen fra primærvegen.

3.2.1 Akselerasjonsfelter av 1. klasse

Akselerasjonsfelter av høyeste klasse bygges på alle motorveger. Et akselerasjonsfelt består av:

- 1 akselerasjonsstrekning
- 2 tilpasningsstrekning
- 3 overgangsstrekning

Akselerasjonsstrekningen brukes for akselerasjon fra sekundærvegens til opp mot primærvegens hastighetsnivå. Tilpasningsstrekningen brukes for tilpasning til og innkjøring i de luker som finnes i primærvegens trafikkstrøm. Overgangsstrekningen er den strekning som geometrisk sett avslutter tilpasningsstrekningen. Den brukes på tilsvarende måte som tilpasningsstrekningen.

Tilpasningsstrekningen kan være direkte eller parallelt ført som vist på figur VIII-3.4. Etter tilpasningsstrekningens føring karakteriseres hele akselerasjonsfeltet som direkte eller parallelt ført. Direkte ført tilpasningsstrekning bør brukes overalt hvor plassforholdene gjør det mulig.

3.2.1.1 Akselerasjonsstrekningen

Kjøretøyet antas å begynne på akselerasjonsstrekningen med dimensjonerende hastighet for den foregående kurve. Over akselerasjonsstrekningen skal det kunne akselerere opp til 15 km/h under primærvegens trafikkhastighet. Kurvens dimensjonerende hastighet finnes av figur VIII-4.2 og trafikkhastigheten for primærvegen av figur i avsnitt IV-3. Figur VIII-4.11 gir nødvendig akselerasjonsstrekning, L_F , ved ulik stigningsgrad. Et eksempel på hvordan figuren skal brukes er gitt på siden foran figuren.



VEGKRYSS

ELEMENTENE

Kapitel VIII

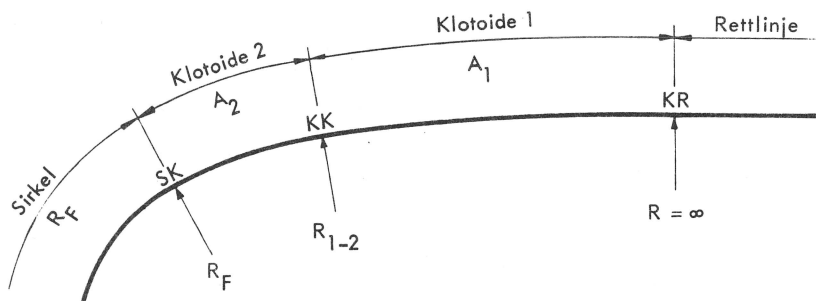
Avsnitt 3

Side nr. 6

Akselerasjonsstrekningen kan ligge på rettlinje eller i kurve. Den teoretisk riktige akselerasjonsstrekning i kurve tilnærmes normalt ved en eller to klotoider med krumningsradius lik uendelig i den ene ende.

Selv om den beste tilnærming til den teoretisk riktige fartsendringskurve ikke kan brukes, bør den allikevel beregnes og opptegnes som rettesnor for den utforming som velges. Akselerasjonsstrekningen som består av to klotoider med parametre A_1 og A_2 og krumningsradius R_{1-2} i overgangspunktet mellom klotoidene er vist på figur VIII-3.2.

Det er meget viktig at akselerasjonsstrekningen har en linjeføring som leder trafikantene riktig inn på tilpasningsstrekningen. For å få det til, kan det ofte bli aktuelt å bruke en radius på minst 1 000 m for siste del av akselerasjonsstrekningen, forutsatt at det ikke brukes tilsvarende klotoider. Det bør, med lav kantstein eller på annen måte, hindres at kjøretøyer kan komme inn på de gjennomgående felter før det er tilsiktet etter den utforming akselerasjonsfeltet gis. Ofte vil det passe å holde feltene adskilt på denne måte inntil det punkt hvor feltenes kanter har en avstand på ca 2 m.



Figur VIII-3.2: Sammensetning av fartsendringskurve.

Klotoidparametrene og overgangsradien finnes av formlene:

$$A_1 = a \sqrt{R_F \cdot L_F} \quad (m)$$

$$A_2 = b \sqrt{R_F \cdot L_F} \quad (m)$$

$$R_{1-2} = c \cdot R_F \quad (m)$$



VEGKRYSS

ELEMENTENE

Kapitel VIII

Avsnitt 3

Side nr. 7

hvor R_F = radien i kurven foran akselerasjonsstrekningen (eller etter retardasjonsstrekningen)

L_F = akselerasjonslengden (retardasjonslengden)

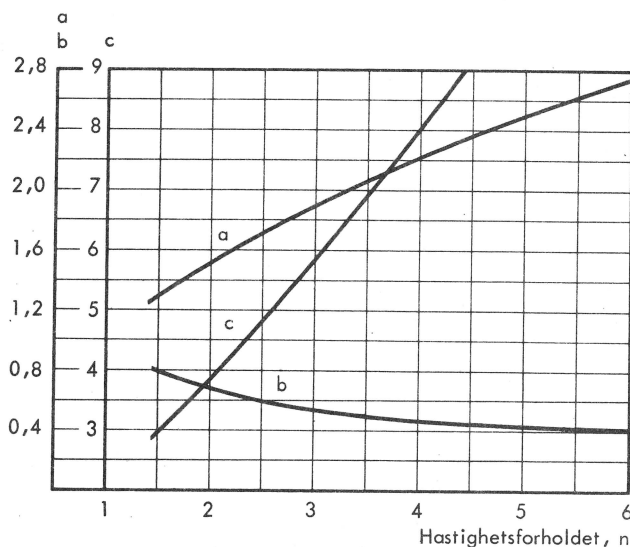
a , b og c = konstanter som avhenger av hastighetsforholdet, n

Hastighetsforholdet, n , er forholdet mellom hastigheten i slutten og begynnelsen av akselerasjonsstrekningen (omvendt for retardasjonsstrekningen). Etter beregning av n finnes a , b og c av figur VIII-3.3.

De beregnede verdier av A_1 og A_2 avrundes oppover og R_{1-2} nedover. Deretter kontrolleres ved hjelp av en klotoidetabell at sammensetningen av de avrundede parametre gir tilstrekkelig akselerasjonslengde.

Akselerasjonsstrekningen (eller retardasjonsstrekningen) kan være en enkelt klotoider når:

$$\frac{L_F^2}{R_F} \leq 50$$



Figur VIII-3.3: Faktorene a , b og c for beregning av klotoidedeparametre og overgangsradius i en fartsendingskurve.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS ELEMENTENE	Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 8

3.2.1.2 Tilpasningsstrekningen

En direkte ført tilpasningsstrekning skal begynne der akselerasjonsfeltet har en avstand på 2,0 m fra nærmeste primærfelt. Derfra føres akselerasjonsfeltet inn mot primærvegen med helning 1:50.

Når primærvegen ligger i kurve, utformes tilpasningsstrekningen med tilnærmet konstantbreddereduksjon og slikat lengden blir den samme som om primærvegen lå på rettlinje.

En parallelt ført tilpasningsstrekning av 1. klasse skal begynne der feltene når inntil hverandre og være 120 m lang.

Av hensyn til siktforholdene bakover må akselerasjonsfelt ikke begynne på steder hvor primærvegen ligger i høyrekurve med liten radius. Kravene er gitt i underavsnitt VIII-4.6.

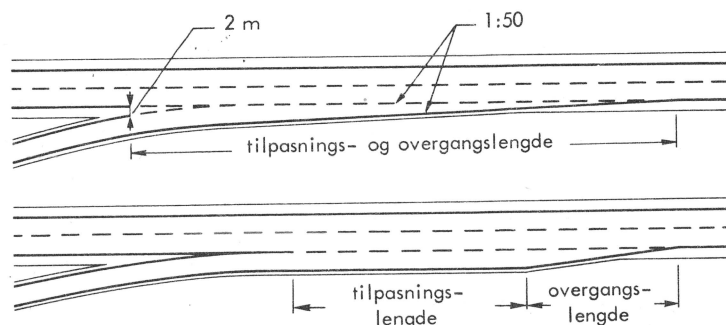
3.2.1.3 Overgangsstrekningen

På et direkte ført akselerasjonsfelt inngår overgangen som en direkte fortsettelse av tilpasningsstrekningen, mens den på et parallelt ført felt tilføyes som et eget ledd etter den parallelle tilpasningsstrekning.

Overgangen på et parallelt ført akselerasjonsfelt utformes med konstant breddereduksjon langs primærvegen og med en lengde som svarer til en sideforflytning på 1,0 m/s for et kjøretøy med primærvegens dimensjonerende hastighet. Overgangens lengde blir:

$$V \quad (m)$$

hvor V = primærvegens dimensjonerende hastighet (km/h).



Figur VIII-3.4: Direkte og parallelt ført tilpasningslengde på akselerasjonsfelt.



VEGKRYSS

ELEMENTENE

Kapitel VIII

Avsnitt 3

Side nr. 9

3.2.2 Retardasjonsfelter av 1. klasse

Retardasjonsfelter av høyeste klasse bygges på alle motorveger. Et retardasjonsfelt består av:

- 1 overgangsstrekning
- 2 retardasjonsstrekning

Overgangsstrekningen brukes som overgang fra primærvegen til retardasjonsstrekningen. Den skal dimensjoneres for en hastighet minst lik primærvegens trafikkhastighet. Retardasjonsstrekningen brukes for bremsing fra primærvegens trafikkhastighet til den hastighet som den eventuelle etterfølgende kurve er dimensjonert for.

Retardasjonsstrekningen kan være direkte eller parallelt ført som vist på figur VIII-3.5. Etter retardasjonsstrekningens føring karakteriseres hele retardasjonsfeltet som direkte eller parallelt ført. Direkte ført retardasjonsfelt skal brukes overalt hvor plassforholdene gjør det mulig.

3.2.2.1 Overgangsstrekningen

Overgangsstrekningen regnes å gå til det punkt hvor retardasjonsfeltet har fått full kjørefeltbredde.

På direkte ført retardasjonsfelt skal overgangslengden være: V (m) hvor V = primærvegens dimensjonerende hastighet (km/h). Høyre kjørefeltkant for overgangsstrekningen kan være sammensatt av en sirkel og en rettlinje. Vinkelendringen (γ) over overgangslengden skal ikke overskride 4, 5, 6 og 7⁹ når primærvegens dimensjonerende hastighet er henholdsvis 120, 100, 80 og 60 km/h. Overgangsstrekningens oppmerking bør allikevel være som antydnet på figur VIII-3.5 for at rampens begynnelse skal bli tydelig markert.

På parallelt ført retardasjonsfelt skal overgangslengden være: V_T (m) hvor V_T = primærvegens trafikkhastighet (km/h). Høyre kjørefeltkant utformes normalt slik at det blir konstant breddeøkning langs overgangsstrekningen som vist på figur VIII-3.5. Overgangsstrekningens oppmerking bør allikevel være som antydnet på figur VIII-3.5 for at rampens begynnelse skal bli tydelig markert.



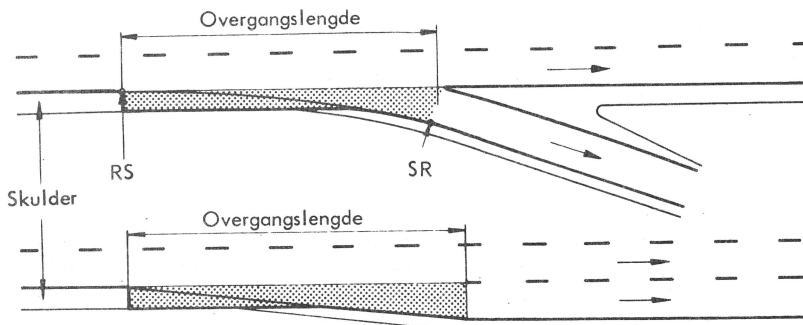
VEGKRYSS

ELEMENTENE

Kapitel VIII

Avsnitt 3

Side nr. 10



Figur VIII-3.5: Overgangslengde for direkte ført og parallelt ført retardasjonsfelt.

3.2.2.2 Retardasjonsstrekningen

Kjøretøyet antas å begynne på retardasjonsstrekningen med primærvegens trafikkhastighet, og over retardasjonsstrekningen skal det kunne retardere ned til dimensjonerende hastighet, V_F , for kurven etter retardasjonsstrekningen. Kurvens dimensjonerende hastighet skal i dette tilfelle finnes av tabell eller formel i avsnitt VII-3.

Retardasjonsstrekningen kan være rettlinje eller kurve. Retardasjonslengden beregnes etter formelen:

$$L_F = \frac{V_T^2 - V_F^2}{254 (f + s)} \quad (\text{m})$$

hvor V_T = primærvegens trafikkhastighet = retardasjonsstrekningens begynneshastighet (km/h)

V_F = dimensjonerende hastighet for kurven etter retardasjonsstrekningen eller retardasjonsstrekningens slutt-hastighet (km/h)

f = tilgjengelig friksjonsfaktor for retardasjon

s = stigningsgrad angitt i desimalform med fortegn (+ for stigning, - for fall)

Ved rettlinjet retardasjonsstrekning er $f = f_b$, hvor f_b finnes ved å gå inn med retardasjonsstrekningens begynneshastighet i figur VIII-3.6.



VEGKRYSS

ELEMENTENE

AR 1967

Kapitel VIII

Avsnitt 3

Side nr. 11

Ved retardasjonsstrekning som helt eller delvis ligger i kurve er

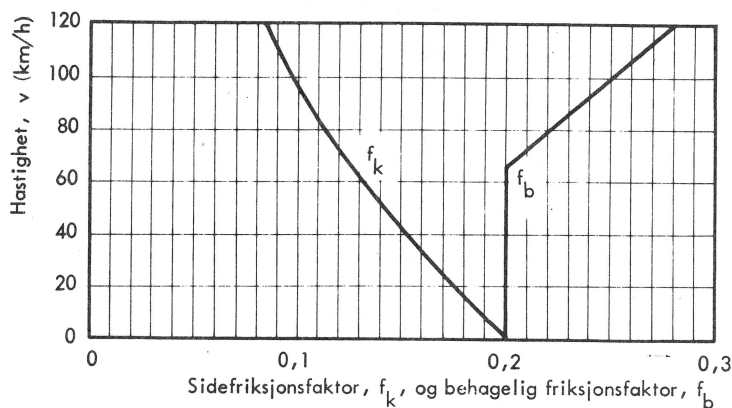
$$f = \sqrt{f_b^2 - f_{km}^2}$$

f_b finnes som for retlinjet retardasjonsstrekning. f_{km} er gjennomsnittlig anvendt sidefriksjonsfaktor langs retardasjonsstrekningen. Det er normalt tilstrekkelig nøyaktig å sette f_{km} lik middelverdien av f_k ved begynnelsen og slutten av retardasjonsstrekningen. For beregning av f_k i et punkt på en retardasjonsstrekning med kjent hastighet, v , radius, R , og overhøyde, e , brukes formelen:

$$f_k = \frac{v^2}{127 \cdot R} - e$$

I kurve hvor kjøretøyet holder dimensjonerende hastighet finnes f_k av figur VIII-3.6.

En retardasjonsstrekning i kurve settes normalt sammen av to klotoider, analogt med en akselerasjonsstrekning i kurve. Beregningen av klotoidparametrene og overgangsradien er den samme, bortsett fra at hastighetsforholdet, n , for en retardasjonsstrekning er forholdet mellom begynnelses- og sluthastigheten.



Figur VIII-3.6: Friksjonsfaktorer ved ulike hastigheter.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING VEGKRYSS ELEMENTENE	AR 190, Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 12
3.2.3 Akselerasjonsfelter av lavere klasser Akselerasjonsfelter av klasse 2 kan føres både direkte og parallelt, mens felter av klasse 3, 4 og 5 bare føres parallelt. Feltutformingen for de ulike klasser følger retningslinjene som er gitt nedenfor. Regler for valg av feltklasse i ulike kryss er behandlet i avsnitt VIII-2. 3.2.3.1 2. klasse Akselerasjonsstrekningen beregnes for en sluthastighet på $(V_T - 30)$ km/h. Direkte ført: Tilpasningsstrekningen regnes å begynne der akselerasjonsfeltet har en avstand på 2,0 m fra nærmeste primærfelts kant. Derfra føres akselerasjonsfeltet inn mot primærvegen med helning 1:30. Parallelt ført: Tilpasningslengden skal være: V_T (m) Overgangslengden skal være: V_T (m) 3.2.3.2 3. klasse Akselerasjonsstrekningen beregnes for en sluthastighet på $(V_T - 45)$ km/h. Tilpasningslengden skal være: $V_T - 15$ (m) Overgangslengden skal være: $V_T - 15$ (m) 3.2.3.3 4. klasse Akselerasjonsstrekningen beregnes for en sluthastighet på $(V_T - 45)$ km/h. Tilpasningsstrekningen sløyfes, mens overgangsstrekningen skal ha en lengde på: $V_T - 30$ (m) 3.2.3.4 5. klasse Til felter av 5. klasse stilles ingen krav til kjørehastighet og overgangslengde.		

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGKRYSS ELEMENTENE	Kapittel Avsnitt Side nr.	VIII 3 13

3.2.4 Retardasjonsfelter av lavere klasser

Retardasjonsfelter av klasse 2 kan føres både direkte og parallelt, mens felter av klasse 3, 4 og 5 bare føres direkte. Feltutformingen for de ulike klasser følger retningslinjene som er gitt nedenfor. Regler for valg av feltklasse i ulike kryss er behandlet i avsnitt VIII-2.

3.2.4.1 2. klasse

Direkte ført:

Retardasjonsstrekningen skal begynne på det gjennomgående felt, og retardasjonslengden skal beregnes for begynneshastighet V_T . Overgangslengden inngår i retardasjonslengden.

Parallelt ført:

Overgangslengden skal være: V_T (m)

Overgangslengden inngår i retardasjonslengden ved at retardasjonslengden måles fra begynnelsen av overgangsstrekningen. Retardasjonslengden beregnes for begynneshastighet V_T og antas rettlinjett.

3.2.4.2 3. klasse

Overgangslengden skal utformes som på parallelt førte felt av klasse 1 og ha lengde:

$$0,75 \cdot V_T \quad (m)$$

Overgangslengden inngår i retardasjonslengden ved at retardasjonslengden måles fra begynnelsen av overgangsstrekningen. Retardasjonslengden beregnes for begynneshastighet $0,75 \cdot V_T$ og antas rettlinjett.

3.2.4.3 4. klasse

Feltet skal utformes slik at personbiler vil forlate primærvegens gjennomgående felt med minst 30 km/h. Dette vil vanligvis oppnås om feltet gis så stor radius at det blir plass til en trafikkøymed tillatt størrelse på kurvens venstre side.

3.2.4.4 5. klasse

Til felter av 5. klasse stilles ingen krav til kjørehastigheten.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS ELEMENTENE	Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 14

3.3 OPPSTILLINGSFELTER

Foran konfliktpunkter kan det oppstå køer på vikepliktige kjørefelter. Slike køer kan i visse tilfeller sperre for annen trafikk og reduserer da kryssets kapasitet. I forbindelse med detaljplanleggingen av krysset er det derfor meget viktig å vurdere hvor lange køene kan bli og sørge for at de får tilstrekkelig oppstillingsplass uten at andre trafikkstrømmer sperres.

For ikke-signalregulerte konfliktpunkter finnes det nødvendige antall oppstillingsplasser av figur VIII-3.7. Lengden av hver oppstillingsplass settes normalt til 7 m.

For signalregulerte konfliktpunkter baseres beregningen på gjennomsnittlig antall ankomster (P_e) til køen i det dimensjonerende tidsrom og dimensjonerende rødfase. Oppstillingsfeltet skal bare overfylles i 5 % av fasene, og det nødvendige antall oppstillingsplasser finnes da av figur VIII-3.8 ved å gå inn med gjennomsnittlig antall ankomster og $P(x) = 0,95$.

Eksempel: Gjennomsnittlig antall ankomster 4,5. Etter figur VIII-3.8 må da oppstillingsplassen dimensjoneres etter $7,7 \approx 8$ ankomster og får en lengde på $8 \cdot 7 = 56$ m.



VEGKRYSS

ELEMENTENE

Kapitel

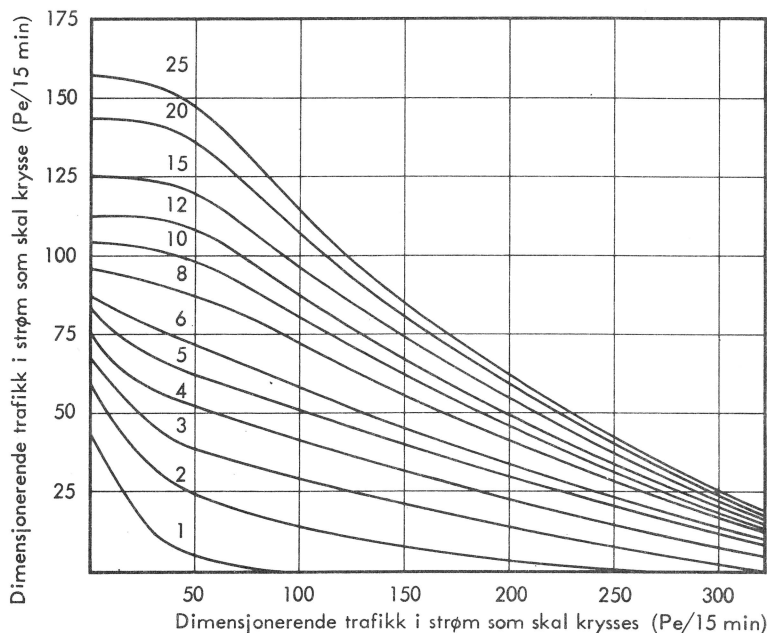
VIII

Avsnitt

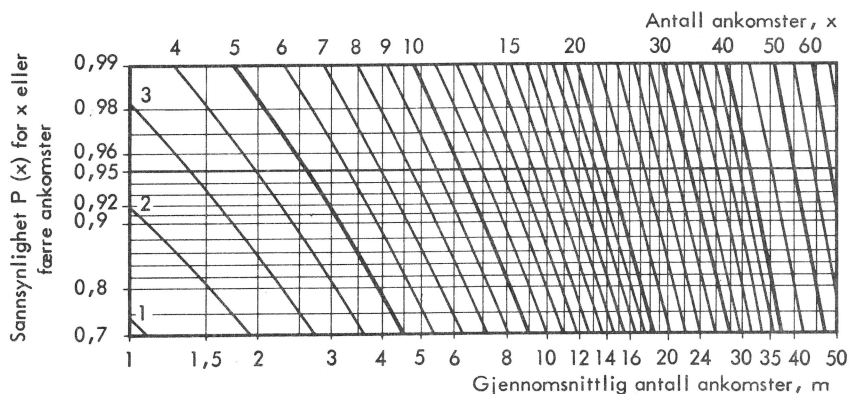
3

Side nr.

15



Figur VIII-3.7: Nødvendig antall oppstillingsplasser ved ulik trafikkbelastning i ikke-signalregulerte kryss.



Figur VIII-3.8: Sannsynlighet $P(x)$ for x eller færre ankomster når gjennomsnittlig antall ankomster er m .

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS VEGBANENS GEOMETRI	Kapitel VIII Avsnitt 4 Side nr. 1

4.1 KURVERADIUS

I kryss må det opereres med to adskilte sett av kurveradier:

Kurveradier for primærvegens gjennomgående felter.

Kurveradier for sekundærvegen og andre kjørefelter i kryss.

Primærvegens linjeføring og kurveradius skal generelt fastsettes som for fri veg uten hensyn til krysset, men for at bilførere på primærvegen ikke skal distraheres av stor sidekraft i kryss, må en ikke legge kryss på steder hvor primærvegens gjennomgående felter har mindre radier enn angitt i tabell VIII-4.1.

Primærvegens dimensjonerende hastighet, V (km/h)	60	70	80	90	100	110	120
Minste tillatte radius for primærveg hvor det skal anlegges kryss, R (m)	200	300	450	600	800	950	1 100

Tabell VIII-4.1: Minste tillatte kurveradius for primærveg i kryss.

Andre kurveradier og forhold i kurver som er beskrevet i det følgende, gjelder for sekundærvegen i kryss og andre kjørefelter i kryss. Gjennomgående felter på sekundærvegen bør vanligvis, og når det ikke medfører vesentlige ekstraomkostninger, ha like store kurveradier gjennom vegkryss som på fri veg. Radiene i kjørefelter for andre ruter bør velges med tanke på en rimelig kjørehastighet i forhold til rutens trafikkbelastning.

For ramper som går i sløyfe vil en radius på ca 50 m ofte være optimal med hensyn på kjøre- og byggekostnad.

4.1.1 Sidefriksjon i kryss

I kryss utnytter de fleste bilførere større sidefriksjon enn på fri strekning. Den største tillatte sidefriksjonsfaktor kan derfor settes høyere for kryss enn for fri veg som vist på figur VIII-4.1. Dette gjelder imidlertid ikke for primærvegens gjennomgående felter.

Den større sidefriksjonsfaktor medfører at en for en gitt dimensjonerende hastighet mindre enn 70 km/h kan bruke mindre kurveradius i kryss enn på fri strekning.



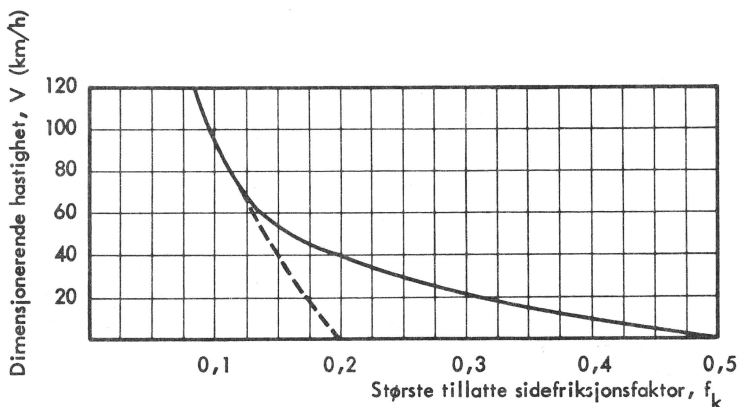
VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel VIII

Avsnitt 4

Side nr. 2



Figur VIII-4.1: Største tillatte sidefriksjonsfaktor i kryss ved ulike dimensjonerende hastighet.

4.1.2 Minste tillatte kurveradius

Nedre grense for kurveradius bestemmes enten av kjøretøyets mekaniske egenskaper eller kjøre-dynamiske forhold.

De mekaniske egenskaper er forskjellige for typekjøretøyene SP, Log P, og de får derfor ulike verdier for mekanisk minste tillatte kurveradius. Mekanisk minste tillatte kurveradius er gitt i tabell VIII-4.2. Tabellverdiene av R_i og R_y forutsetter 0,5 m kantklaring og at overhenget foran forakselen holdes innenfor kjørefeltet. Hvis overhenget kan neglisjeres, som på separate kjørefelter, reduseres R_y for L til 13,0 m.

Minste tillatte radius for:	Typekjøretøy		
	SP	L	P
ytre kjørefeltkant, R_y (m)	13,0	13,4	6,5
senterlinjen, R (m)	9,15	10,55	4,70
indre kjørefeltkant, R_i (m)	5,3	7,7	2,9

Tabell VIII-4.2: Mekanisk minste tillatte kurveradius for ulike typekjøretøyer.



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel VIII

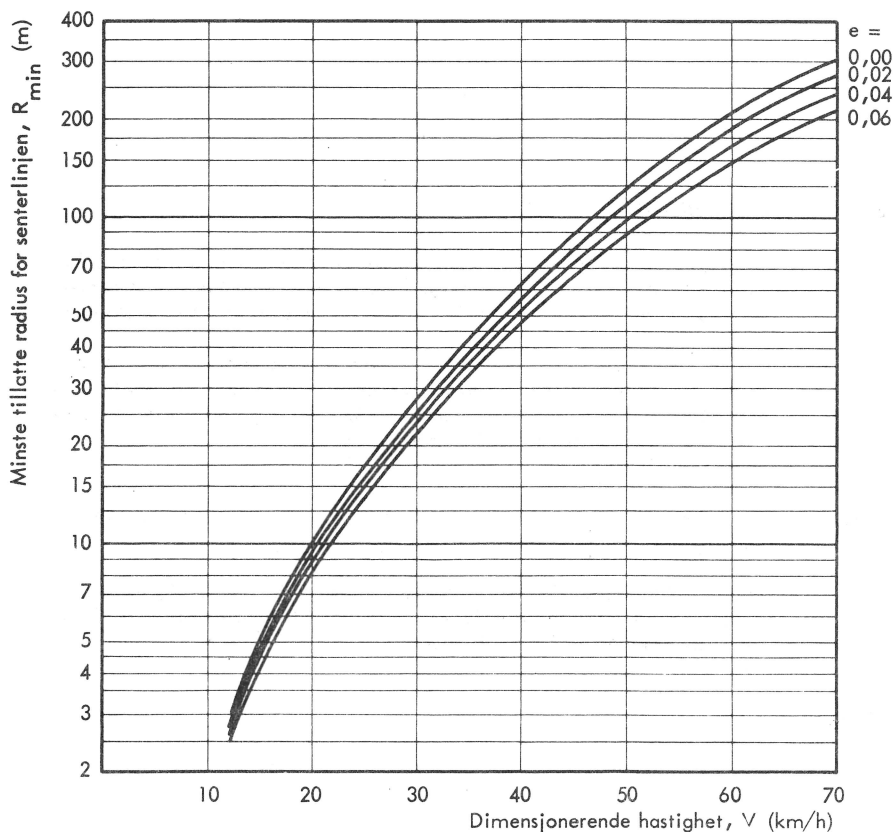
Avsnitt 4

Side nr. 3

Mekanisk minste tillatte kurveradius forutsetter en kjørehastighet på 15 km/h. Hvis en ønsker høyere kjørehastighet, må radien økes for at største tillatte sidefriksjonsfaktor i kryss ikke skal overskrides. Det gis dermed også en minste tillatte kurveradius for hver hastighet. Dette er den dynamisk minste tillatte kurveradius som beregnes etter formelen:

$$R_{\min} = \frac{v^2}{127 (e + f_k)}$$

Dynamisk minste tillatte kurveradius kan også finnes direkte av figur VIII-4.2.



Figur VIII-4.2: Dynamisk minste tillatte kurveradius i kryss ved ulike dimensjonerende hastigheter og overhøyder.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGKRYSS VEGBANENS GEOMETRI	Kapittel VIII Avsnitt 4 Side nr. 4	

4.2 STIGNINGSGRAD

Av hensyn til sikkerhet og kapasitet, særlig på vinterføre, bør kryss ikke anlegges hvor primærvegens gjennomgående felter har større stigningsgrad enn $\frac{2}{3}$ av primærvegens største tillatte stigningsgrad på fri strekning. Den største tillatte stigningsgrad avhenger av vegens type og dimensjonerende hastighet og gis i avsnitt VII-4.

Fra primærvegens skulder og utover skal sekundærvegen over en strekning som tilsvarer dimensjonerende kjøretøys lengde, ha stigningsgrad mellom -25 o/oo og $+35 \text{ o/oo}$ i retning mot primærvegen.

4.3 OVERHØYDE

Overhøyden er en helning tvers på vegens lengdeakse. Overhøyden uttrykkes i desimalform slik at f eks overhøyde $0,05 \text{ m/m}$ er en helning på 5% tvers på lengdeaksen eller svarende til 5 cm høydeforskjell pr meter vegbredde.

Primærvegen skal normalt beholde sin overhøyde uendret gjennom et vegkryss. På sekundærvegen og andre kjørefelter i kryss skal overhøyden tilpasses best mulig til de stedlige forhold. De vanlige grenseverdier for overhøyde og resulterende fall gjelder også i kryss.

4.3.1 Overhøyde ved ulik kurveradius og dimensjonerende hastighet

Normalt skal overhøyden ha sin største tillatte verdi, $e = 0,06$, når kurveradien skal være minst mulig for en gitt dimensjonerende hastighet. Ellers finnes overhøyden av figur VIII-4.3.



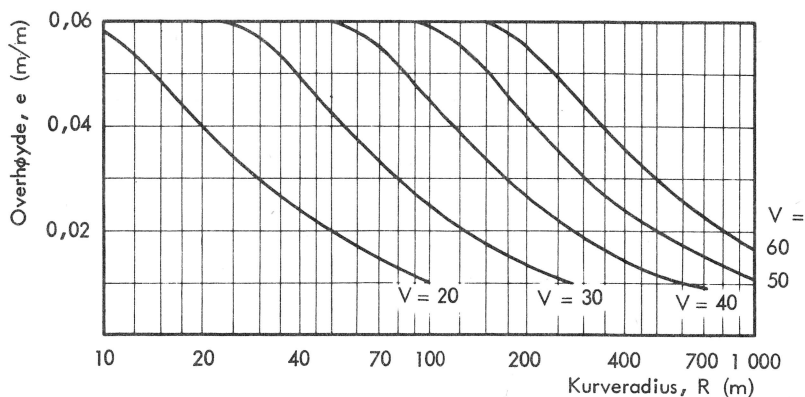
VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel VIII

Avsnitt 4

Side nr. 5



Figur VIII-4.3: Overhøyde i kurver med ulike dimensjonerende hastighet og radius.

4.3.2 Overhøydens oppbyggings-hastighet

Overhøydens oppbyggings-hastighet uttrykkes som overhøydeendring pr 10 m veglengde. Overhøydens største tillatte oppbyggings-hastighet bestemmes av den relative vertikalhastighet, v_{vh} , for hjul på samme aksel under kjøring med kurvens dimensjonerende hastighet. Den største tillatte relative, vertikale hjulhastighet i kryss er 0,04 m/s, og den tilhørende største tillatte oppbyggings-hastighet for overhøyde, e_v , er gitt i tabell VIII-4.3.

Kurvens dimensjonerende hastighet, V (km/h)	20	30	40	50	60
Største tillatte oppbyggings-hastighet for overhøyde, e_v (m/m pr 10 m)	0,040	0,027	0,020	0,016	0,013

Tabell VIII-4.3: Største tillatte oppbyggings-hastighet for overhøyde ved ulike dimensjonerende hastighet.

Av estetiske hensyn må overhøydens oppbyggings-hastighet reduseres når en kjørebane har 3 eller flere kjørefelter. Den største tillatte oppbyggings-hastighet i slike tilfeller finnes ved å multiplisere e_v -verdiene i tabell VIII-4.3 med reduksjonsfaktorene i tabell VIII-4.4.



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel	VIII
Avsnitt	4
Side nr.	6

Antall kjørefelter ved siden av hverandre	3	4	5	6
Reduksjonsfaktor for e_v	0,85	0,75	0,70	0,65

Tabell VIII-4.4: Reduksjonsfaktorer for største tillatte oppbyggings-hastighet for overhøyde når 3 eller flere kjørefelter går ved siden av hverandre.

Den veglengde som brukes til oppbygging av overhøyde kalles overhøyde-rampen. Av estetiske grunner må den ha en minstelengde som er gitt i tabell VIII-4.5.

Dimensjonerende hastighet, V (km/h)	20	30	40	50	60
Minste tillatte lengde på overhøyderampen (m)	11	17	22	28	33

Tabell VIII-4.5: Minste tillatte lengde på overhøyderampen ved ulike dimensjonerende hastighet.

4.3.3 Sprang i overhøyde mellom kjørefelter

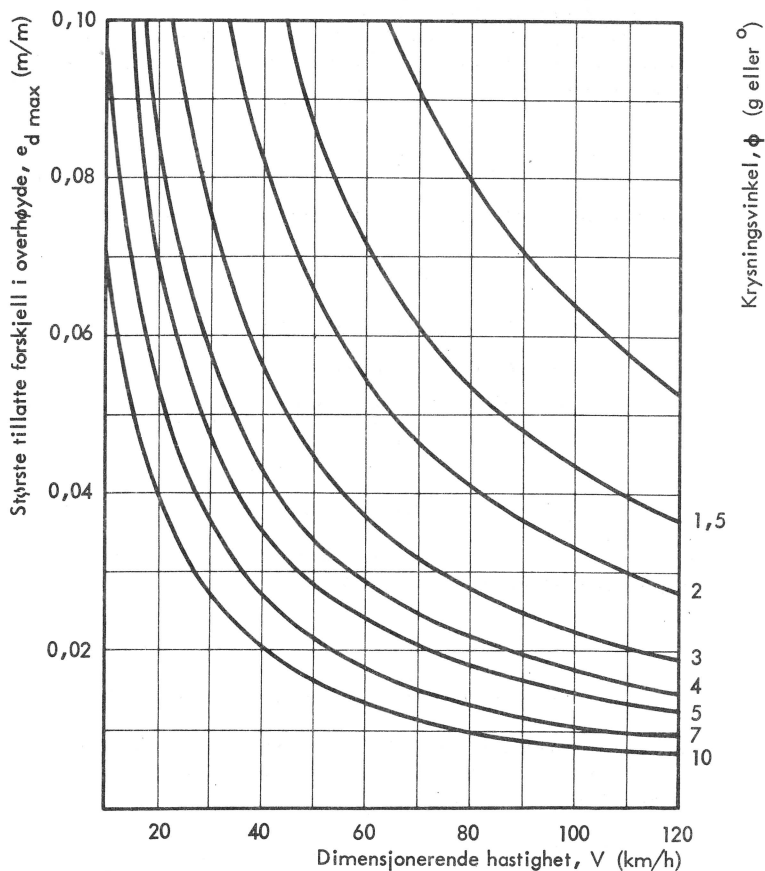
Når et kjøretøy skal krysse en skillelinje mellom kjørefelter som har forskjellig overhøyde eller tverrfall, vil kjøretøyet dreies om sin lengdeakse. Dreiningen er analog med den som skjer under kjøring på en overhøyde-rampe, og den relative, vertikale hjulhastighet må derfor ikke overskride 0,04 m/s under kjøring over skillelinjen mellom kjørefeltene.

For kontroll av den opptredende relative, vertikale hjulhastighet går en inn i figur VIII-4.4 med den dimensjonerende hastighet for den kryssende bevegelsen og krysningsvinkelen. Figuren gir $e_{d \max}$ som er den største tillatte forskjell i overhøyde over skillelinjen på det sted hvor kryssningen skjer.



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI



Figur VIII-4.4: Største tillatte forskjell i overhøyde, $e_d \max$ over enskillelinje som krysses med dimensjonerende hastighet V og i vinkel ϕ .

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1967
	VEGKRYSS VEGBANENS GEOMETRI	Kapitel VIII Avsnitt 4 Side nr. 8

4.4 KJØREFELTBREKKE I KURVER

I kurver vil kjøretøyene innta en skråstilling i forhold til kjørefeltets senterlinje slik at de krever større plass enn på rettlinje. Økningen av plassbehovet er lik økningen av hjulsporavstanden, b_x . Når to eller flere kjøretøyer går ved siden av hverandre, er det dessuten nødvendig å ta hensyn til plassbehovet for kjøretøyenes overheng foran forakselen, b_o . Breddene b_x og b_o er inntegnet på figur VIII-4.5.

4.4.1 Separate kjørefelter

Den nødvendige bredde av et separat kjørefelt i kurve er:

$$F_{kl} = b + b_x + 2 \cdot b_k$$

hvor b = dimensjonerende kjøretøys bredde.

b_x = økningen av hjulsporavstanden

b_k = nødvendig kantklaring i kurve. I vegkryss settes $b_k = 0,50$ m. Kjørefeltbredden F_{kl} finnes av figur VIII-4.6.

4.4.2 To eller flere parallelle kjørefelter

Når to eller flere kjørefelter går parallelt, skal det ytre felt ha bredden F_{kl} mens de øvrige felter skal ha bredden:

$$F_{kll} = F_{kl} + b_o$$

hvor b_o = bredeøkningen p g a overheng. b_o finnes av figur VIII-4.7.

Den kjørefeltbredde F_{kl} eller F_{kll} som finnes avrundes til nærmeste 10 cm og brukes hvis den overskrider 3,7 m. I motsatt fall bør det brukes en kjørefeltbredde på 3,5 m i kurven.

Kjørefeltbredder i kurver på fri veg er gitt i avsnitt VII-3.

4.4.3 Rampers skulderbredde

På 1-felts ramper må det sørges for at havarete kjøretøyer skal kunne passeres når begge kjøretøyer nyttiggjør skuldrene. I slike tilfeller kan b_k reduseres til 0,25 m, samtidig som en vurderer hvilke typekjøretøykombinasjoner som bør sikres gjensidig passeringsmulighet. Vanligvis bør det sørges for at to SP kan passere hverandre med lav hastighet.



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel VIII

Avsnitt 4

Side nr. 9

Eksempel:

En 1-felts rampe skal dimensjoneres for at SP skal kunne passere havarett SP. Ramperadius $R_i = 50$ m.

Nødvendig bredde:

$$\begin{array}{rcl} \text{for første SP:} & F_{kl} & = 4,3 \text{ m} \\ \text{for andre SP: } F_{kl} + b_o & = 4,3 + 0,1 & = 4,4 \text{ "} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{reduksjon p g a redusert } b_k & & = 8,7 \text{ m} \\ & & = 1,0 \text{ "} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Nødvendig bredde mellom y.k. skuldre} & & = \underline{\underline{7,7 \text{ m}}} \end{array}$$

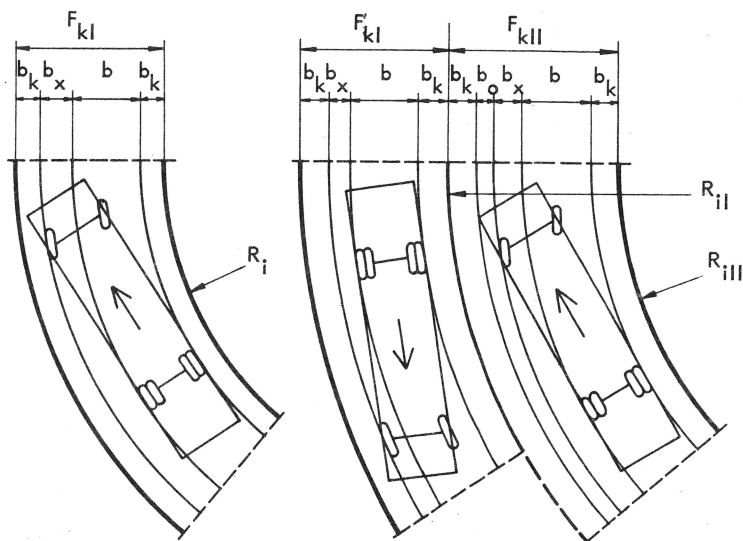
Bredden fordeles på:

$$\begin{array}{rcl} \text{kjørefeltbredde} & & = 4,3 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{skulderbredde} & & = 3,4 \text{ "} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} & & = \underline{\underline{7,7 \text{ m}}} \end{array}$$

Skulderbredden kan f eks oppnås med en 2 m skulder på høyre side og en 1,4 m skulder på venstre side.



Figur VIII-4.5: Sammensetning av kjørefeltbredde i kurver.



STATENS VEGVESEN

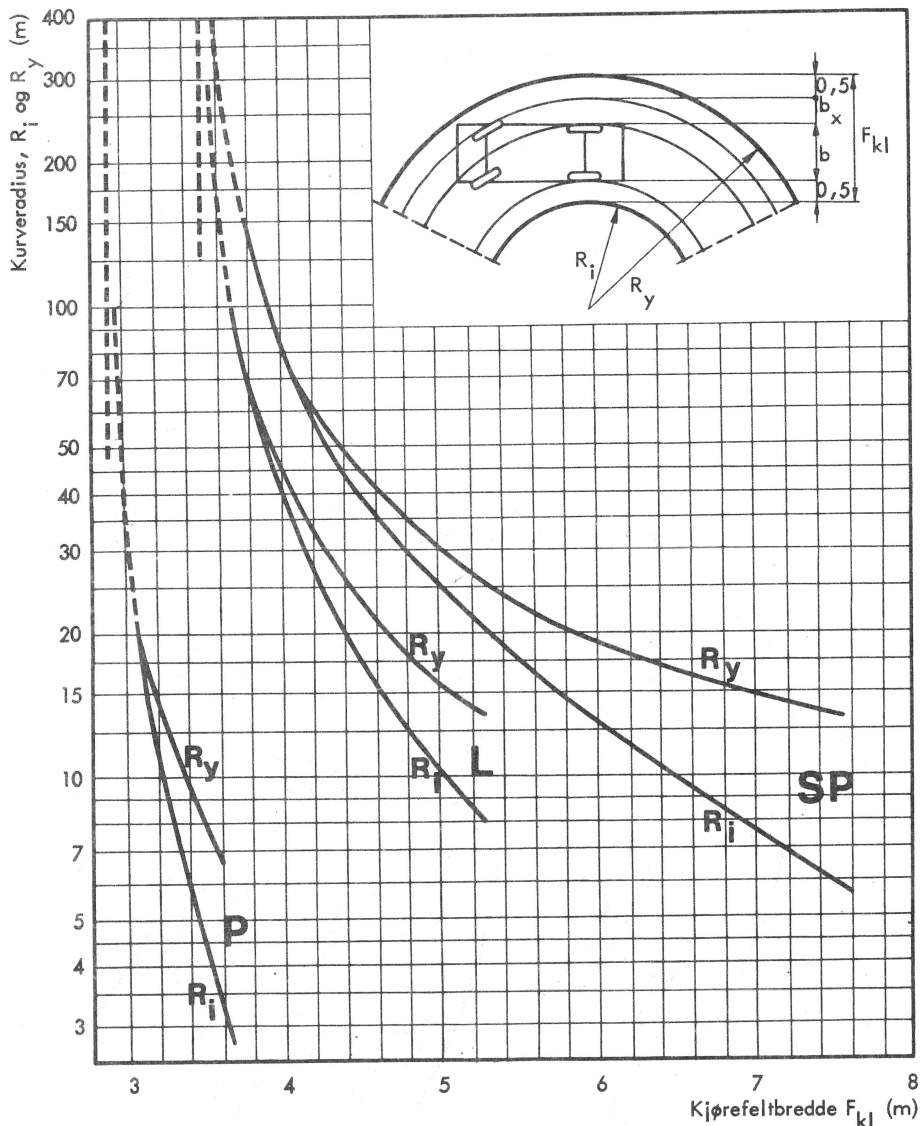
VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel VIII

Avsnitt 4

Side nr. 10

Figur VIII-4.6: Kjørefeltbredde F_{kl} i kurver med ulik radius, R_i og R_y .



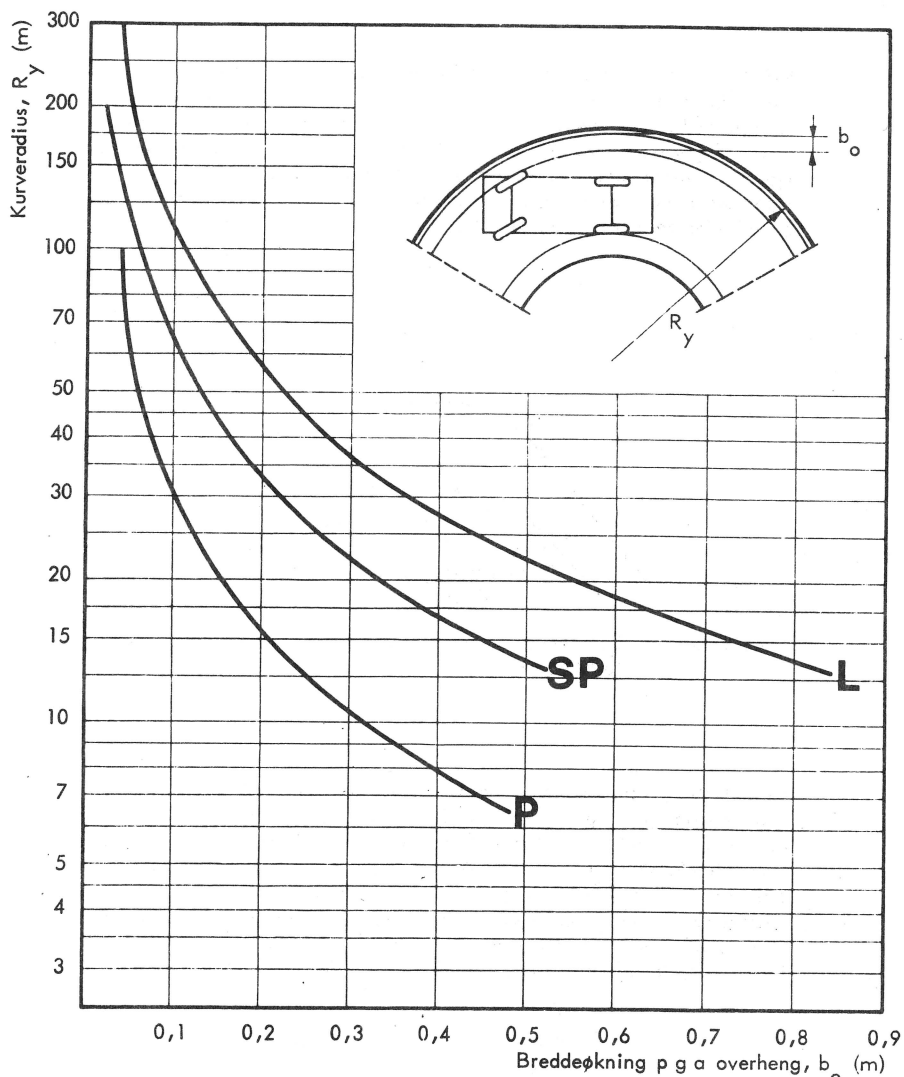
VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel VIII

Avsnitt 4

Side nr. 11

Figur VIII-4.7: Breddøkning p g a overheng i kurve med ulik radius, R_y .

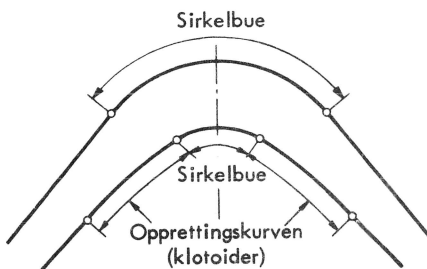


VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

4.5 UTFORMING AV KJØREFELTKANTER FOR SEPARATE KJØREFELTER I KURVE

Kjørefeltkantene i separate kjørefelter med svært små radier må utformes slik at breddeutvidelsen oppbygges og reduseres i samsvar med typekjøretøyenes mekaniske egenskaper. Kjørefeltkantene får da en sammensetning av sirkelbuer og klotoider som vist på figur VIII-4.8. De deler av indre kjørefeltkant som er sammensatt av klotoider kalles opprettingskurver. Hvert typekjøretøy har sin egen opprettingskurve som er gitt ved koordinater, tangentvinkler etc i tabellene VIII-4.6-8.



Figur VIII-4.8: Sammensetningen av kjørefeltkantene for et separat kjørefelt i kurve.

Ved utsetting eller konstruksjon av kjørefeltkantene må radien for indre kjørefeltkant, R_i , og kurvens sentralvinkel (brytningsvinkel), α , være gitt. Med utgangspunkt i indre kjørefeltkant på rettlinje begynner en utsetting av opprettingskurven for det aktuelle dimensjonerende kjøretøy fra punkt RK eller KR. RK og KR er overgangspunktene mellom rettlinjene (R) og klotoidene (K) i opprettingskurven. (Bokstavene i betegnelsene settes i den rekkefølge linjens elementer har i kjedings retning). Avstanden RK-VP ($\hat{=}$ KR-VP) fra RK til vinkelpunktet for indre kjørefeltkant er:

$$RK-VP = x_M + (R_i + \Delta R) \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \quad (\text{m})$$

hvor x_M og ΔR finnes ved å gå inn i en av tabellene VIII-4.6-8 med den aktuelle verdi av R_i .

$$R_y = \frac{R_i (1 - \cos \frac{\alpha}{2}) + F - F_k \cos \frac{\alpha}{2} + \Delta R}{1 - \cos \frac{\alpha}{2}} \quad (m)$$



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel	VIII
Avsnitt	4
Side nr.	14

hvor F = kjørefeltbredden på rettlinje (m).

F_k = kjørefeltbredden i kurven (m).

ΔR = tangentavsettet for overgangspunktet mellom opprettingskurven og sirkelbuen i indre kjørefeltkant (m).

Koordinatene for senteret i sirkelen som danner ytre kjørefeltkant er:

$$x = x_M + (R_i + F_k - R_y) \sin \frac{\alpha}{2}$$

$$y = y_M - (R_i + F_k - R_y) \cos \frac{\alpha}{2}$$

Ved opptegning av kjørefeltkanter på planer i målestokk 1/1 000 eller 1/500 er det vanligvis tilstrekkelig nøyaktig å velge en verdi for R_y (eller R_i) og forutsette at kjørefeltkantene er konsentriske. R_i (eller R_y) kan da regnes ut etter formelen $R_i = R_y - F_k$, og opprettingskurven trekkes på skjønn.

Ved opptegning av kjørefeltkanter på planer i større målestokk må det vanligvis foretas nøyaktigere beregning. Opprettingskurven bør da også trekkes nøyaktig, eventuelt ved bruk av spesielle sjabloner eller transparente med påtrykte opprettingskurver.

Metoden som er beskrevet baserer seg på at feltene som forbindes med en kurve ligger på rettlinje. Hvis dette ikke er tilfelle, må feltkantenes utforming vurderes ut fra det aktuelle typekjøretøys hjulsporegninger i kapittel IV.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS VEGBANENS GEOMETRI	Kapitel VIII Avsnitt 4 Side nr. 15

R_i (m)	x (m)	y (m)	T^g (400 g)	T_L (m)	x_M (m)	y_M (m)	ΔR (m)	Parameter A (m)
300	5,333	0,016	0,566	3,556	2,667	300,004	0,004	40
200	8,000	0,053	1,273	5,333	4,000	200,013	0,013	
150	10,665	0,126	2,264	7,112	5,333	150,032	0,032	
125	12,797	0,218	3,259	8,535	6,399	125,055	0,055	
100	15,990	0,427	5,093	10,670	7,998	100,107	0,107	
90	17,760	0,585	6,288	11,858	8,886	90,146	0,146	
80	19,969	0,832	7,958	13,344	9,995	80,208	0,208	
70	22,796	1,242	10,394	15,259	11,418	70,311	0,311	
60	23,325	1,331	10,921	15,640	13,086	60,451	0,451	
50	24,062	1,464	11,797	16,248	14,854	50,609	0,609	
45	24,554	1,559	12,469	16,693	15,800	45,699	0,699	15
40	25,165	1,685	13,408	17,282	16,806	40,801	0,801	
35	25,950	1,861	14,779	18,074	17,900	35,922	0,922	
30	26,988	2,124	16,890	19,168	19,124	31,075	1,075	
27,5	27,644	2,310	18,402	19,872	19,807	28,670	1,170	
25	28,425	2,556	20,391	20,716	20,555	26,285	1,285	
22,5	29,367	2,890	23,079	21,744	21,389	23,928	1,428	
20	30,522	3,367	26,837	23,010	22,340	21,616	1,616	
19	30,675	3,437	27,387	23,180	22,754	20,707	1,707	
18	30,845	3,515	28,032	23,380	23,175	19,800	1,800	
17	31,033	3,606	28,793	23,608	23,607	18,898	1,898	8
16	31,245	3,711	29,702	23,873	24,050	18,002	2,002	
15	31,482	3,832	30,798	24,184	24,507	17,112	2,112	
14,5	31,612	3,902	31,433	24,359	24,741	16,670	2,170	
14	31,750	3,976	32,138	24,550	24,981	16,231	2,231	
13,5	31,897	4,059	32,922	24,756	25,226	15,795	2,295	
13	32,056	4,151	33,798	24,982	25,476	15,363	2,363	
12,5	32,225	4,252	34,782	25,228	25,731	14,932	2,432	
12	32,406	4,364	35,891	25,499	25,995	14,508	2,508	
11,5	32,601	4,490	37,148	25,796	26,266	14,088	2,588	
11	32,811	4,631	38,580	26,124	26,546	13,673	2,673	8
10,5	33,036	4,792	40,222	26,485	26,836	13,266	2,766	
10	33,279	4,976	42,116	26,884	27,137	12,867	2,867	
9,5	33,542	5,187	44,317	27,331	27,450	12,478	2,978	
9	33,824	5,432	46,894	27,829	27,779	12,100	3,100	
8,5	34,127	5,721	49,940	28,391	28,123	11,738	3,238	
8	34,450	6,062	53,575	29,028	28,486	11,393	3,393	
7,5	34,792	6,471	57,961	29,761	28,870	11,073	3,573	
7	35,146	6,969	63,319	30,613	29,276	10,783	3,783	
6,5	35,498	7,577	69,961	31,626	29,708	10,532	4,032	
6	35,822	8,330	78,332	32,867	30,167	10,333	4,333	8
5,5	36,069	9,266	89,089	34,458	30,650	10,205	4,705	

Tabell VIII-4.6: Data for opprettingskurven for typekjøretøy

SP



R_i (m)	x (m)	y (m)	T^g (400 g)	T_L (m)	x_M (m)	y_M (m)	ΔR (m)	Parameter A (m)
300	5,333	0,016	0,566	3,556	2,667	300,004	0,004	40
200	8,000	0,053	1,273	5,333	4,000	200,013	0,013	
150	10,665	0,126	2,264	7,112	5,333	150,032	0,032	
100	15,990	0,427	5,093	10,670	7,998	100,107	0,107	
90	16,330	0,454	5,322	10,909	8,818	90,140	0,140	17,5
80	16,753	0,492	5,641	11,219	9,676	80,178	0,178	
70	17,298	0,542	6,107	11,665	10,595	70,219	0,219	
60	18,023	0,615	6,826	12,309	11,605	60,271	0,271	
50	19,038	0,734	8,017	13,241	12,759	50,338	0,338	8
45	19,712	0,824	8,932	13,873	13,420	45,382	0,382	
40	20,553	0,951	10,211	14,672	14,166	40,438	0,438	
35	21,630	1,141	12,076	15,685	15,032	35,513	0,513	
30	23,056	1,448	14,949	17,001	16,076	30,625	0,625	8
27,5	23,244	1,495	15,379	17,174	16,669	28,196	0,696	
25	23,470	1,551	15,945	17,406	17,276	25,771	0,771	
22,5	23,745	1,622	16,709	17,703	17,909	23,352	0,852	
20	24,088	1,717	17,778	18,096	18,577	20,943	0,943	8
19	24,250	1,765	18,328	18,286	18,857	19,983	0,983	
18	24,429	1,819	18,973	18,505	19,145	19,025	1,025	
17	24,628	1,881	19,734	18,752	19,445	18,072	1,072	
16	24,852	1,955	20,643	19,032	19,756	17,122	1,122	8
15	25,104	2,042	21,739	19,356	20,082	16,176	1,176	
14,5	25,243	2,092	22,374	19,534	20,252	15,706	1,206	
14	25,390	2,146	23,079	19,728	20,427	15,237	1,237	
13,5	25,548	2,208	23,863	19,933	20,607	14,770	1,270	8
13	25,718	2,276	24,739	20,156	20,793	14,307	1,307	
12,5	25,899	2,352	25,723	20,395	20,985	13,845	1,345	
12	26,094	2,437	26,832	20,655	21,186	13,388	1,388	
11,5	26,305	2,534	28,089	20,937	21,395	12,933	1,433	8
11	26,533	2,644	29,521	21,242	21,613	12,483	1,483	
10,5	26,779	2,771	31,163	21,574	21,842	12,039	1,539	
10	27,046	2,919	33,057	21,935	22,084	11,601	1,601	
9,5	27,335	3,091	35,258	22,334	22,339	11,172	1,672	8
9	27,649	3,294	37,835	22,772	22,610	10,751	1,751	
8,5	27,990	3,536	40,881	23,259	22,900	10,344	1,844	
8	28,359	3,829	44,516	23,803	23,211	9,951	1,951	

Tabell VIII-4.7: Data for opprettingskurven for typekjøretøy

L

R _i (m)	x (m)	y (m)	τ ^g (400 g)	T _L (m)	x _M (m)	y _M (m)	Δ R (m)	Para- meter A (m)
70	2,414	0,014	1,098	1,610	1,207	70,004	0,004	13
60	2,817	0,022	1,494	1,878	1,408	60,006	0,006	
50	3,380	0,038	2,152	2,254	1,690	50,010	0,010	
45	3,758	0,052	2,661	2,506	1,879	45,013	0,013	
40	4,224	0,074	3,362	2,817	2,112	40,019	0,019	
35	4,826	0,111	4,391	3,220	2,414	35,028	0,028	6,5
30	5,628	0,176	5,977	3,757	2,816	30,044	0,044	
27,5	5,756	0,188	6,261	3,849	3,056	27,556	0,056	
25	5,909	0,204	6,635	3,959	3,309	25,069	0,069	
22,5	6,095	0,224	7,139	4,105	3,578	22,583	0,083	
20	6,328	0,251	7,845	4,297	3,871	20,100	0,100	
19	6,439	0,265	8,208	4,392	3,997	19,108	0,108	
18	6,561	0,282	8,634	4,494	4,128	18,117	0,117	
17	6,698	0,302	9,137	4,610	4,267	17,126	0,126	
16	6,852	0,324	9,736	4,746	4,415	16,137	0,137	
15	7,025	0,352	10,460	4,903	4,572	15,150	0,150	
14,5	7,121	0,369	10,879	4,985	4,655	14,656	0,156	
14	7,223	0,386	11,345	5,081	4,742	14,164	0,164	
13,5	7,333	0,407	11,862	5,176	4,833	13,673	0,173	
13	7,452	0,429	12,441	5,284	4,928	13,182	0,182	
12,5	7,579	0,455	13,090	5,397	5,027	12,692	0,192	3
12	7,717	0,485	13,822	5,518	5,132	12,203	0,203	
11,5	7,867	0,518	14,652	5,653	5,243	11,716	0,216	
11	8,028	0,558	15,598	5,796	5,361	11,230	0,230	
10,5	8,205	0,603	16,681	5,955	5,485	10,745	0,245	
10	8,399	0,658	17,932	6,124	5,620	10,263	0,263	
9,5	8,612	0,722	19,385	6,313	5,765	9,785	0,285	
9	8,847	0,799	21,086	6,523	5,920	9,310	0,310	
8,5	8,902	0,818	21,514	6,574	6,085	8,837	0,337	
8	8,965	0,839	22,025	6,635	6,253	8,367	0,367	
7,5	9,035	0,866	22,642	6,704	6,425	7,897	0,397	
7	9,116	0,896	23,396	6,788	6,602	7,429	0,429	
6,5	9,208	0,932	24,330	6,888	6,784	6,963	0,463	
6	9,315	0,976	25,507	7,010	6,975	6,502	0,502	
5,5	9,439	1,031	27,019	7,157	7,176	6,043	0,543	
5	9,587	1,101	29,008	7,340	7,388	5,591	0,591	3
4,5	9,765	1,192	31,696	7,570	7,616	5,146	0,646	
4	9,981	1,318	35,454	7,863	7,867	4,714	0,714	
3,5	10,247	1,499	40,935	8,244	8,148	4,300	0,800	
3	10,572	1,777	49,380	8,759	8,472	3,920	0,920	

Tabell VIII-4.8: Data for opprettingskurven for typekjøretøy

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGKRYSS VEGBANENS GEOMETRI	Kapitel Avsnitt Side nr.	VIII 4 18

4.6 SIKTFORHOLD OG SIKTLENGDER

4.6.1 Forkjørsfelter og vikepliktsfelter

I et vegkryss vil alltid den ene av to trafikkstrømmer som møtes i et konfliktpunkt ha forkjørsrett. Samme kjørefelt kan være forkjørsfelt i ett konfliktpunkt og vikepliktsfelt i et annet konfliktpunkt i samme kryss.

4.6.2 Kjørehastighet gjennom vegkryss

Det bør tilstrebes så gode siktforhold omkring vegkryss at det kan holdes dimensjonerende hastighet på vikepliktsfelter dersom det ikke dukker opp kjøretøyer på forkjørsfeltene. I tilfelle skal disse kjøretøyer kunne oppdages så tidlig at det er tid til en overveiet og rolig nedbremsing til full stopp foran konfliktpunktet. Kjøretøyer på forkjørsfelter antas å holde dimensjonerende hastighet for sitt kjørefelt.

På veger som ikke er bygget etter dimensjonerende hastighet over lengre strekninger, beregnes sikt-trekantene etter den hastighet som på det aktuelle sted ikke overskrides av 85 % av bilførerne. Denne hastighet betegnes v_{85} .

På veger med lavere skilte fartsgrenser enn den generelle høyeste for vanlig offentlig landeveg, beregnes sikt-trekantene etter den skilte hastighet.

4.6.3 Kryss-sikt og sikt-trekanter

Den vikepliktige vognfører antas å befinne seg midt i sitt kjørefelt med øyehøyde 1,2 meter over kjørebane.

Betingelsen for at en fører av et vikepliktig kjøretøy skal våge å kjøre mot et konfliktpunkt med uendret hastighet, er at han positivt kan se at det ikke kommer kjøretøyer på en tilstrekkelig lengde av forkjørsfeltet. Han må derfor ha direkte synskontakt med forkjørsfeltets kjørebane eller med vegelementer på den som klart viser at kjørebane ligger slik at et eventuelt kjøretøy ville vært synlig.

For en vognfører som har stoppet ved stopplinjen er det tilstrekkelig med fri sikt frem til en 1,4 meter høy vogn i forkjørsfeltet.

Størrelsen på området utenfor kjørebane som må være fritt for gjenstander som hindrer disse sikttrav bestemmes ved konstruksjon av sikt-trekanter. Sikt-trekantenes dimensjoner er avhengige av bevegelsenes type, forløp og hastighet. Bevegelsene deles i typene A, B, C og D:



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

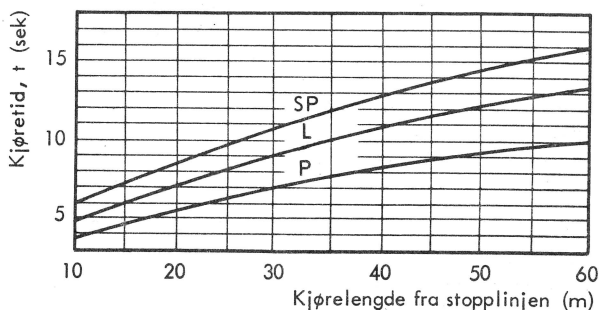
Kapitel VIII
Avsnitt 4
Side nr. 19

Krysning av et forkjørsfelt

- A Uhindret kjøring gjennom konfliktpunktet. Dette krever direkte syns-
kontakt med kjørebanelen eller vegelementer.
- B Stopp ved stopplinja før krysning. Dette krever fri sikt frem til en
1,4 meter høy vogn på forkjørsfeltet.

Innsving i et forkjørsfelt

- C Uhindret kjøring gjennom konfliktpunktet. Dette krever samme sikt-
forhold som A.
- D Stopp ved stopplinja før innsving. Dette krever samme siktforhold
som B.



Figur VIII-4.10: Kjøretid fra stopplinja ved ulike kjørelengde og kjøretøy-
type.

Dimensjonerende kjøretøy	Stigning (m/m)		Fall (m/m)	
	+ 0,02	+ 0,04	- 0,02	- 0,04
SP	1,2	1,7	0,8	0,9
L	1,1	1,3	0,8	0,9
P	1,1	1,3	0,7	0,9

Tabell VIII-4.9: Korreksjonsfaktor for kjøretid fra stopplinja ved ulike
stigningsgrader.



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Bevegelses- type	Lengde som skal avsettes fra konfliktpunktet langs:	
	Vike- eller stoppepliktsfelt	Forkjørsfelt
A	L_{s2} = stoppsikt for dimensjonerende hastighet, V_2 , for feltet. L_{s2} finnes av figur VII-2.2.	$L_{s2} \cdot \frac{V_1}{V_2}$ V_1 = dimensjonerende hastighet for forkjørsfeltet.
B	L = avstanden langs feltets senterlinje fra senterlinjen i forkjørsfeltet til føreren i en bil bak stopplinjen. Stopplinjen antas å ligge 2 m fra første forkjørsfelt.	$\frac{V_1 \cdot t}{3,6}$ t = tiden som dimensjonerende kjøretøy bruker fra start bak stopplinjen til hele kjøretøyet er over forkjørsfeltet. t finnes av figur VIII-4.10 og tabell VIII-4.9.
C	L_{s2} = stoppsikt for dimensjonerende hastighet, V_{2R} , for kurven. V_{2R} finnes av figur VIII-4.2 og L_{s2} av figur VII-2.2.	$L_{s2} \cdot \frac{V_1}{V_{2R}} + d$ d finnes av figur VIII-4.11.
D	L = avstanden langs feltets senterlinje fra senterlinjen i forkjørsfeltet til føreren i en bil bak stopplinjen.	$L + d$ d finnes av figur VIII-4.11.

- 1) d = differansen i kjørt veglengde for et kjøretøy på forkjørsfelt som holder V_1 og en personbil på et vikepliktsfelt i den tid denne trenger for å akselerere fra V_{2R} til trafikkhastigheten for forkjørsfeltet.

Trafikkhastigheten ved ulike dimensjonerende hastighet finnes av figur IV-3.2.

- 2) d = samme differanse som nevnt under 1) bortsett fra at personbilen skal akselerere fra stillstand.

Tabell VIII-4.10: Sikt-trekantens sidelengder for ulike bevegelsestyper.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGKRYSS VEGBANENS GEOMETRI	Kapitel VIII Avsnitt 4 Side nr. 21

Når en krever sikt-trekantsider etter tabell VIII-4.10, oppnår en at kryssning og innsving kan skje under tryggest mulige forhold. Hvis forholdene omkring krysset er slik at disse sikt-trekanters krav ikke kan oppfylles, må trekantene reduseres i størrelse ved at hastigheten på sekundærvegen settes ned ved oppsetting av skilt eller ved andre restriksjoner.

Når de mulige hastighetsrestriksjoner på sekundærvegen ikke strekker til for å kompensere de vanskelige siktforhold, kan en redusere kravet til lengde på sikt-trekantens side langs forkjørsfeltet. Dette fører til at trafikken på forkjørsfeltet kan bli hindret av innsvingende og kryssende trafikk. Minste tillatte lengde på sikt-trekantens side langs forkjørsfeltet for bevegelse av type B og D er lik stoppsikt for forkjørsfeltet. Bevegelser av type A og C faller bort siden de reduserte sikt-trekantsider forutsetter størst mulig hastighetsrestriksjon på sekundærvegen, d v s stoppskilt.

Hvis heller ikke de reduserte sikt-trekantsider kan tilfredsstilles av de stedlige siktforhold, må hastigheten settes ned også på primærvegen. Reduserte sikt-trekantsider og nedsatt hastighet på primærvegen bør bare brukes under meget vanskelige forhold. Mer detaljerte forskrifter for bruk av skilt i forbindelse med vegkryss finnes i Vegnormalenes del Trafikkavvikling.

4.6.4 Sikt fra gangfelter

En gående som skal krysse vegen ved et gangfelt og har forvissnet seg om at vegen er fri så langt han ser, skal kunne krysse vegen i gangfart (1,2 m/s) uten risiko for å bli påkjørt. Det kreves fri sikt frem til en 1,4 m høy vogn fra en gående med øyehøyde 1,0 m. Sikt-trekantens sider beregnes etter retningslinjene i tabell VIII-4.11.

Sikt-trekantens sider kan ofte reduseres ved bygging av trafikkøyer slik at gående kan krysse ett kjørefelt av gangen. Gående skal ikke i noe fall måtte krysse flere enn to kjørefelter mellom hvert trygt ventested.

Lengde som avsettes fra konfliktpunktet langs:	
Gangfeltet	Kjørefeltet
L = avstanden fra nærmeste trygge ventested til kjørefeltets senterlinje	$\frac{V \cdot B}{4,3} \quad (\text{m})$ hvor V = dimensjonerende hastighet (km/h) B = kjørebanebredden som må krysses mellom hvert trygt ventested (m)

Tabell VIII-4.11: Sikt-trekantens sidelengder for gangfelt.



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI

Kapitel VIII

Avsnitt 4

Side nr. 22

4.6.5 Sikt fra akselerasjonsfelter

Av hensyn til siktforholdene fra store vogner må akselerasjonsfelter ikke legges hvor primærvegen ligger i høyrekurve med liten radius. De minste tillatte radier ved parallelle og direkte førte akselerasjonsfelter av 1. klasse er gitt i tabell VIII-4.12.

Felttype	Dimensjonerende hastighet, V (km/h)			
	60	80	100	120
Parallelt ført	300	600	1 200	2 000
Direkte ført	275	475	850	1 400

Tabell VIII-4.12: Minste tillatte radius for primærveg i høyrekurve hvor det bygges akselerasjonsfelt.

Avlesningseksempel for figur VIII-4.11

- 1 Akselerasjon fra stillstand til hastighet 60 km/h ved stigningsgrad $s = + 50 \text{ o/oo}$.

Gå vertikalt opp fra hastighetsskalaen til skjæring med kurven $s = + 50 \text{ o/oo}$. Gå horisontalt fra skjæringspunktet til tidskalaen. Vi får her skjæring ved tid 26 sekunder. Denne tid innbefatter ren akselerasjonstid pluss 2 sek reaksjonstid. (Reaksjonstiden kommer til anvendelse ved siktbetraktninger). Gå så videre horisontalt til skjæring med neste kurve for $s = + 50 \text{ o/oo}$. Gå deretter vertikalt ned til akse for kjørt veglengde som viser at akselerasjonslengden er 250 m i dette tilfelle.

- 2 Akselerasjon fra gitt hastighet, V_1 , til en høyere gitt hastighet V_2 ved gitt stigningsgrad.

Veglengder og tider for akselerasjon fra 0 til V_2 og fra 0 til V_1 subtraheres. Dermed oppnås ønsket tid og veglengde for akselerasjon fra V_1 til V_2 .

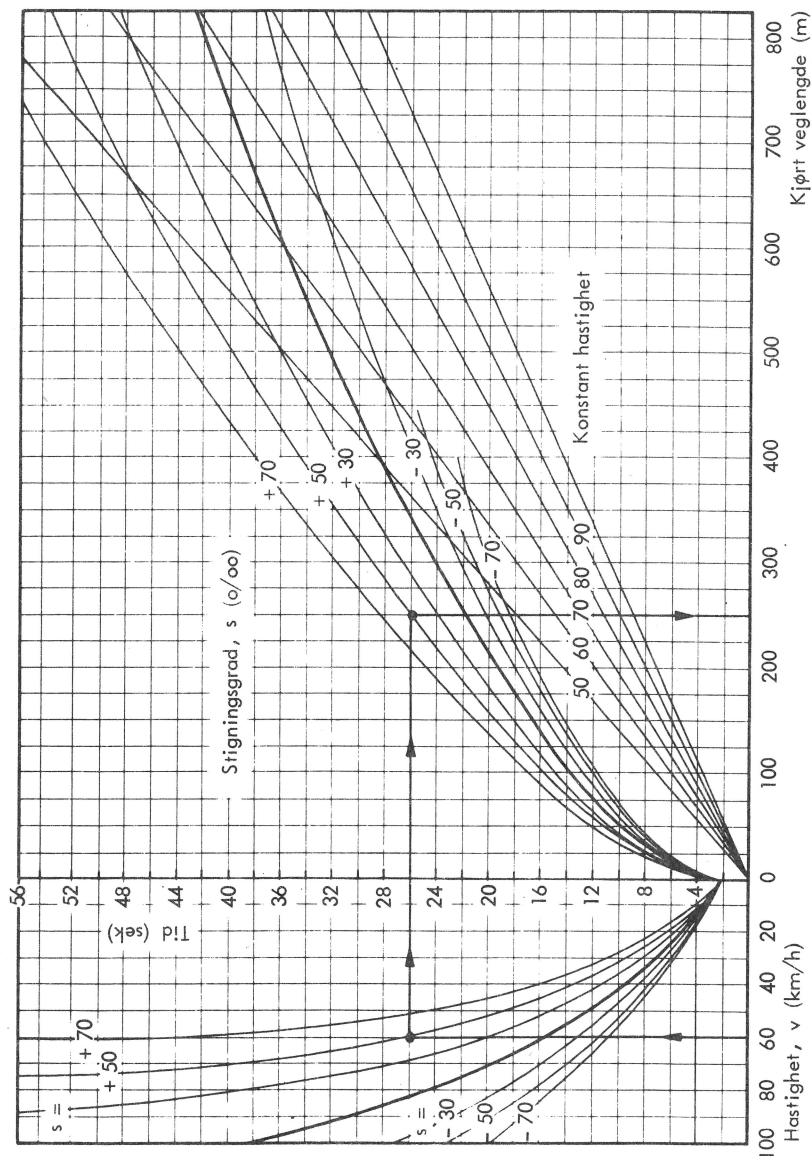
- 3 Tilbakelagt veglengde med konstant hastighet i løpet av gitt tid.

De rette linjer i høyre del av diagrammet benyttes. Reaksjonstiden er ikke inkludert i tiden på tidsaksen i dette tilfelle.



VEGKRYSS

VEGBANENS GEOMETRI



Figur VIII-4.11: Tid og kjørt veglengde som funksjon av hastighet for akselerende P.
Kjørt veglengde som funksjon av tiden ved konstant hastighet.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGUTSTYR KANTSTEIN	Kapitel	XI
		Avsnitt	1
		Side nr.	1

1.1 GENERELT

Kantstein brukes fortrinnsvis til avgrensning av trafikkøyer i vegkryss, langs smale midtdele og langs fortau i byene. Av sikkerhetsmessige årsaker skal annen kantstein enn lav kantstein vanligvis ikke brukes utenfor vegkryss på veger med høyt hastighetsnivå.

1.1.1 Materialer

De vanligste kantsteinmaterialer er asfalt, betong og granitt.

Kantstein av asfalt legges ut med maskin direkte på fast vegdekke og faller rimeligere enn kantstein av betong eller granitt. På grunn av sin mørke egenfarge må kantstein av asfalt males eller på annen måte overflatebehandles slik at den blir lettere synlig for trafikantene. Ved valg av kantsteinmateriale må kostnadene for maling og vedlikehold tas med i vurderingene.

Betongstein skal støpes i stålform av vibrert betong B550 med luftporedannende tilsetning. Betongstein blir vesentlig billigere enn granittstein samtidig som kvalitetskravet gir lang holdbarhet. Betongstein bør derfor brukes hvor det ikke stilles helt spesielle estetiske krav.

1.2 UTFORMING

Kantstein gis følgende typebetegnelser etter sin utforming: høy, vanlig, skrå og lav kantstein og plenstein. For hver type er angitt normalhøyder, som måles fra overkant vegdekke ved kantsteinen til topp av kantstein. Normalhøydene kan fravikes, f eks hvis det er ønskelig av hensyn til senere asfaltering.

1.2.1 Høy kantstein

Høy kantstein skal normalt være 20 cm høy. Den brukes hvor kjøretøyer skal hindres i å krysse kantsteinen. Steinens detaljutforming i asfalt og betong er vist på figur XI-1.1.



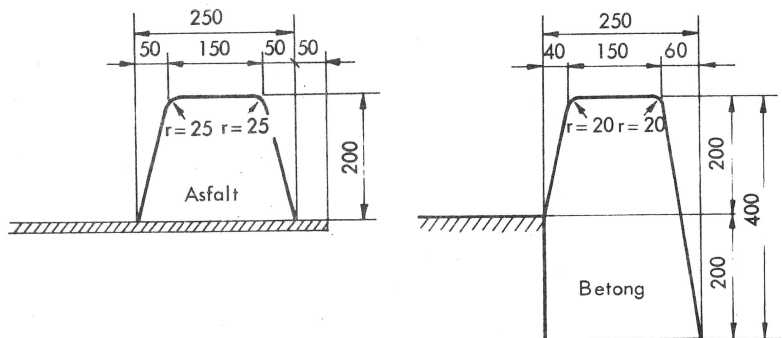
VEGUTSTYR

KANTSTEIN

Kapitel XI

Avsnitt 1

Side nr. 2

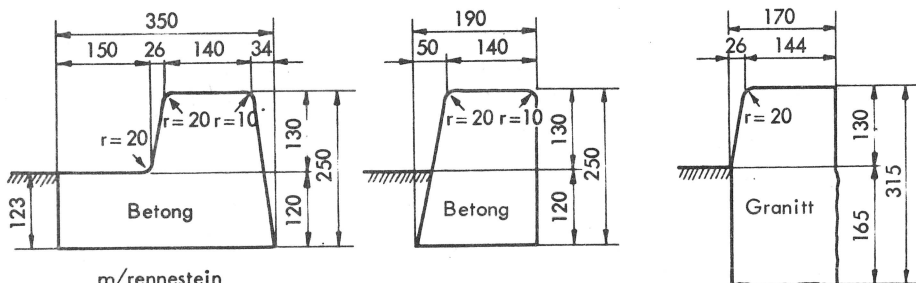


Figur XI-1.1: Standard utforming av 20 cm høy kantstein av asfalt og betong. Alle mål i mm.

1.2.2 Vanlig kantstein

Vanlig kantstein skal normalt være 13 cm høy. Den er den vanlige kantstein for begrensning av fortau i byer og ellers på steder hvor andre kantteinstyper ikke kommer til anvendelse.

Vanlig kantstein i betong kan utføres med eller uten rennestein. Rennesteinen gir god kantmarkering, men den har den ulempe at den ikke kan settes høyere med tanke på fremtidige vegbelegninger. Steinens detaljform i betong og granitt er vist på figur XI-1.2.



m/rennestein

Figur XI-1.2: Standard utforming av 13 cm høy kantstein i betong og granitt. Alle mål i mm.



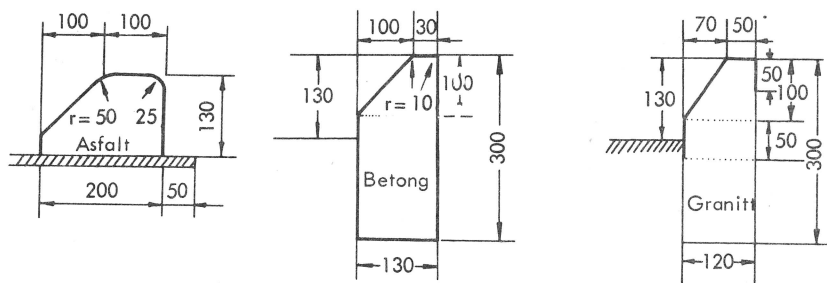
VEGUTSTYR

KANTSTEIN

Kapitel	XI
Avsnitt	1
Side nr.	3

1.2.3 Skrå kantstein

Skrå kantstein skal normalt være 13 cm høy. Den virker lite sjenerende for trafikken og gir stor synlig flate mot ankommende kjøretøyer. Skrå kantstein bør derfor brukes på alle vanlige trafikkøyer hvor ikke spesielle forhold krever mer restriktiv begrensning. Steinens detaljutforming i asfalt, betong og granitt er vist på figur XI-1.3.

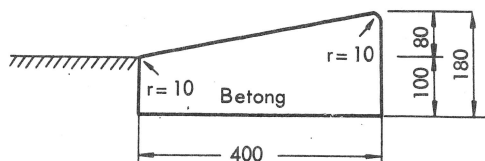


Koppflate og synlig
forside hugningsgrad 1

Figur XI-1.3: Standard utforming av skrå kantstein i asfalt, betong og granitt. Alle mål i mm.

1.2.4 Lav kantstein

Lav kantstein skal normalt være 8 cm høy. Den brukes til begrensning av midtdele og på andre steder hvor øvrige kantteinstyper lett kan føre til at kjøretøyer kommer ut av kontroll. Lav kantstein kan utformes som vist på figur XI-1.4.



Figur XI-1.4: Utforming av lav kantstein i betong. Alle mål i mm.



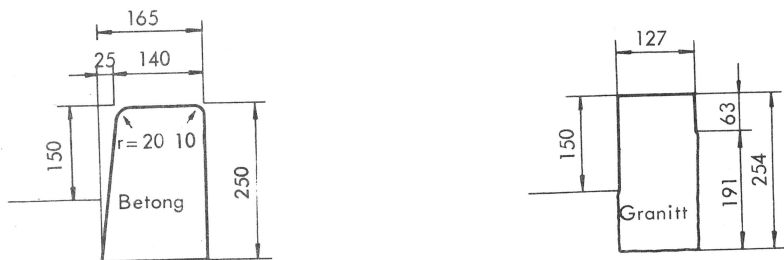
VEGUTSTYR

KANTSTEIN

Kapitel	XI
Avsnitt	1
Side nr.	4

1.2.5 Plenstein

Plenstein skal normalt være 15 cm høy. Den brukes som begrensning av gangbane eller sykkelbane mot plen eller annet grøntanlegg. Steinens detaljutforming i betong og granitt er vist på figur XI-1.5.



Figur XI-1.5: Standard utforming av plenstein i betong og granitt. Alle mål i mm.

1.3 KANTSTEINSETTING

Avstanden fra teoretisk kjørefeltkant til nærmeste skrå eller vertikale kantsteinflate skal være minst 25 cm. Ved begynnelsen av trafikkøyer stilles spesielle avstandskrav som er omtalt i avsnitt VIII-3.

Vegens faste dekke skal forlenges til 5 cm innenfor bakkant av asfaltkantstein. Kantstein av betong og granitt settes i ca 3 cm magerbetong og støttes opp av betongskråniger som går opp til ca halve høyden av steinflaten. Betongstein settes kant i kant uten spekking. Granittstein spekkes med ca 1 cm bred fuge.

Ved avkjørsler hvor kjøretøyer krysser kantstein, skal kantsteinshøyden reduseres til 4 cm. Høydeforskjellen utjevnes ved å la kantsteinen stige ca 5 cm pr m fra innkjørslens kant.

Kantsteinshøyden ved gangfelter skal reduseres til 4 cm. Høydeforskjellen i forhold til kantsteinen på siden tas vanligvis i ett sprang.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGUTSTYR REKKVERK	Kapitel XI Avsnitt 2 Side nr. 1

2.1 REKKVERTYPER

Standard rekkverktyper er:

Type A: Metallrekkverk

Type B: Betongrekkverk

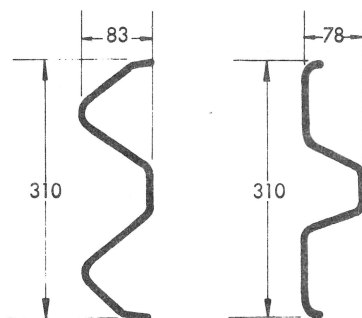
Rekkverktyper knyttes til vegtype og trafikkmengde som vist i tabell XI-2.1. På andre vegtyper enn motorveger skal metallrekkverket bare komme til anvendelse på særlig farlige steder, samt i forbindelse med kanaliserte kryss der særlige behov kan gjøre seg gjeldende.

Vegtype	Rekkverktype
A	A
B, C, D:	
ÅDT > 2 000 kj t	A, B
ÅDT < 2 000 kj t	B (A)

Tabell XI-2.1: Rekkverktype relatert til vegtype og trafikkmengde.

2.1.1 Type A - Metallrekkverk

Metallskinner med profil som vist på figur XI-2.1 (eller tilnærmet profil) benyttes som rekkverkskinner. Rekkverkmaterialet må tilfredsstille Vegdirektoratets forskrifter. Stolpeavstand er maksimum 4,0 m.



Figur XI-2.1: Standard profil for metallskinner. Alle mål i mm.



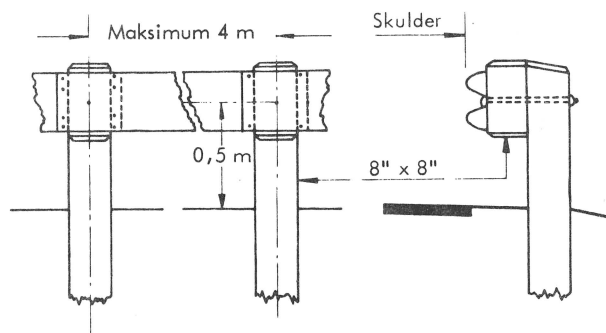
VEGUTSTYR

REKKVERK

Kapitel XI

Avsnitt 2

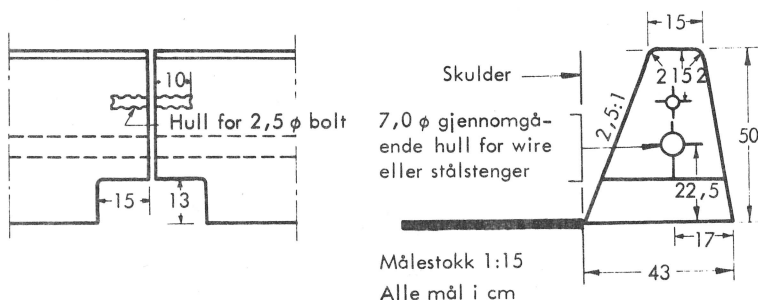
Side nr. 2



Figur XI-2.2: Plasing og montering av metallrekkverk.

2.1.2 Type B - Betongrekkverk

Betongrekkverket settes sammen av lameller, vanligvis av 1 m lengde. Vannavløpet plasseres ved skjøtene og skal minst være 30 cm brede og 13 cm høye. Figur XI-2.3 viser standard utforming av rekkverklameller.



Figur XI-2.3: Standard utforming av betongrekkverk.

Betongrekkverket kan også støpes kontinuerlig på stedet, på stabilt fundament. Kontinuerlig betongrekkverk må bare støpes på strekninger hvor det ikke er aktuelt med fremtidige breddeutvidelser.



VEGUTSTYR

REKKVERK

Kapitel XI

Avsnitt 2

Side nr. 3

2.2 BETINGELSER FOR OPPSETTING AV REKKVERK

2.2.1 Tallmessig vurdering av rekkverkbehovet

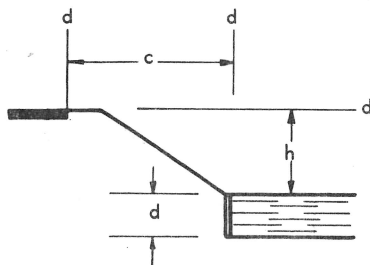
Beslutninger om oppsetting av rekkverk skal bygge på en beregningsmessig vurdering av rekkverkbehovet. På figur XI-2.5 tas utgangspunkt i fyllingshøyde, h , og skråningshelning, s_f . Et normalt behovstall kan leses av på den øverste horisontale akse. Dette behovstall justeres automatisk i diagrammet og resulterende behovstall, B_r , leses av nederst til høyre. Deresom B_r er større enn dimensjonerende behovstall B_d skal rekkverk settes opp.

2.2.2 Beregning av resulterende behovstall B_r

B_r beregnes normalt fra figur XI-2.5. Når det ved fyllingsfoten er et vertikalt fall eller vann, skal imidlertid rekkverk alltid settes opp dersom følgende betingelser oppfylles:

c (m)	5	10	15
d (m)	0,5	1,0	1,5

Tabell XI-2.2: Forhold som betinger oppsetting av rekkverk. (c og d er definert i figur XI-2.4).



Figur XI-2.4: Vann eller vertikalt fall ved fyllingsfot.

Dersom størrelsene c og d ikke berettiger rekkverk i henhold til ovenstående tabell benyttes ekvivalent fyllingshøyde som kontroll. Med ekvivalent fyllingshøyde menes her:



VEGUTSTYR

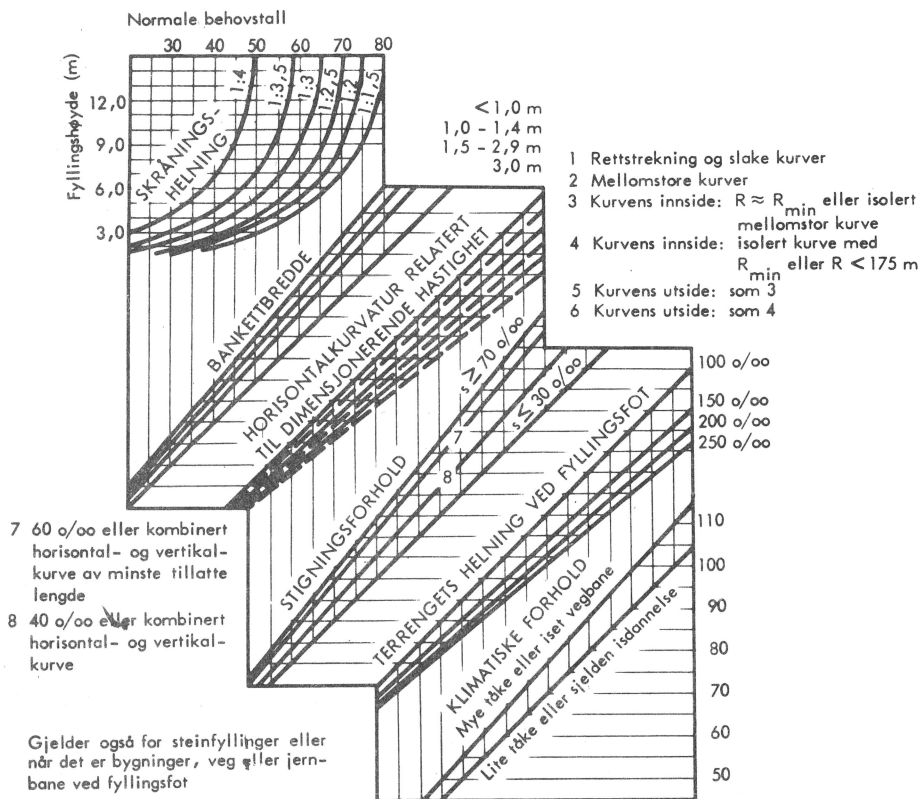
REKKVERK

For vertikalt fall ved fyllingsfot:

Fyllingshøyden, h , økes med $5 \cdot d$ og den resulterende (ekvivalente) fyllingshøyde ved aktuell s_f nyttes som inngangsdata i figur XI-2.5.

For vann ved fyllingsfot:

Fyllingshøyden, h , økes med $8 \cdot d$ og den resulterende (ekvivalente) fyllingshøyde ved aktuell s_f nyttes som inngangsdata i figur XI-2.5.



Figur XI-2.5: Diagram for beregning av resulterende behovstall B_r .

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1967
	VEGUTSTYR REKKVERK	Kapitel XI Avsnitt 2 Side nr. 5

2.2.3 Dimensjonerende behovstall, B_d

Dimensjonerende behovstall knyttes til vegtype og vegklasse etter følgende regler:

Vegtype A og B: $B_d = 60$

Vegtype C:

Vegklasse I og II $B_d = 60$

Vegklasse III $B_d = 70$

Vegtype D: $B_d = 80$

Dersom spesielle forhold tilsier det, f eks terrengets beskaffenhet ved fyl-
lingsfoten, erfaringsdata fra trafikkulykkesstatistikk o l, kan rekkverk set-
tes opp selv om resulterende behovstall er mindre enn dimensjonerende
behovstall.

2.2.4 Rekkverk i midtdelere

Tabell XI-2.3 viser ved hvilke trafikkmengder midtdelere av forskjellig
bredde skal utstyres med rekkverk.

Midtdelerens bredde (m)	Trafikkmengde ÅDT	
	Vanskelige klimatiske forhold	Gode klimatiske forhold
3	10 000	15 000
7	25 000	35 000

Tabell XI-2.3: Trafikkmengder som betinger oppsetting av rekkverk i
midtdeleren.

Når lysmaster eller andre faste hindrer plasseres i midtdeleren, skal rekk-
verk alltid benyttes. For midtdelere på 3 m eller smalere skal rekkverk
også settes opp uansett trafikkmengde dersom midtdeleren ikke er kjørbær
(asfaltert eller på annen måte overflatebehandlet).

VEGNORMALER 	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1967
	VEGUTSTYR REKKVERK	Kapitel Avsnitt Side nr.	XI 2 6

2.2.5 Annen anvendelse av rekkverk

Der trafikksikkerhetsmessige hensyn tilsier det, skal rekkverk benyttes som beskyttelse for andre trafikanter, f.eks. mellom kjørefelt for biltrafikk og sykkelbane eller gangbane.

Rekkverk bør også benyttes som beskyttelse for kostbare skiltgalger, brupilarer og andre innretninger langs vegen.

2.3 REKKVERKETS PLASERING

På steder hvor rekkverk skal settes opp, må tverrprofilen utvides med rekkverkrom på minst 0,5 m. Dersom fyllingskråningen er brattere enn 1:2 og skråningstoppen skal avrundes, må et større rekkverkrom foreskrives av hensyn til rekkverkets stabilitet. Nærmeste punkt på rekkverket kan flukte med ytre kant av skulder.

Dersom rekkverk settes opp utenfor kantstein, f.eks. i trafikkøyer, skal avstanden fra teoretisk kjørefeltkant til nærmeste punkt på rekkverket være minst 0,6 m. Rekkverket skal alltid føres parallelt med kantsteinen.

Rekkverk skal settes opp langs vegen i den lengde behovsprøvingen (avsnitt 2.2) tilsier det, pluss 15 m ved metallrekkverkets begynnelse og 10 m etter dets teoretiske endepunkt. For betongrekkverk er tilleggslengdene henholdsvis 10 og 5 m. Rekkverket skal svinges ut fra skulderkanten i en lengde av minst 10 m slik at begynnelsespunktet er minst 1 m fra skulderkanten. Et eksempel er vist på figur XI-2.6.

På motorveger skal rekkverk settes opp over en lengde på minst 60 m selv om behovet tilsier en kortere strekning. På andre veger nyttes en minstelengde på 30–40 m.

Endeseksjonene ved rekkverkets begynnelse bør forankres slik at det tåler kraftige påkjørsler ved de første seksjonene. Eksempler på forankring er vist på figur XI-2.7.

Dersom metallrekkverk nyttes ved bruer, skal det føres gjennomgående over bruene.

I smale midtdele (3 m eller mindre) bør rekkverkskinnene monteres på felles stolper som vist på figur XI-2.8. Dersom det settes opp rekkverk i midtdele for å beskytte brupilarer e.l., skal rekkverket svinges ut fra skulderkanten til fordel for trafikk i retning mot pilarene. Dette er vist i eksemplet på figur XI-2.9.

**Vegnormalene består av
følgende bøker:**

**017 — Geometrisk utforming
018 — Vegbygging
019 — Gatenormaler
804 — Trafikkavvikling**

**Bestilling av ovennevnte bøker
kan skje til:**

**Vegdirektoratet
Kontoret for teknisk
rasjonalisering
Håndboksekretariatet
Boks 8109
Dep.,
OSLO 1
Tlf. (02) 20 60 50**

ISBN 82-7207-006-5

 **OFFSET**
A/S KAARE GRYTTING, ØRKANGER