

VEGDIREKTORATET

Biblioteket

Pb. 8142 Dep, 0033 Oslo

E-post: biblvd@vegvesen.no

Normaler

Håndbok – 017

GEOMETRISK UTFORMING

78



STATENS VEGVESEN

MAG

~~88/1296~~
~~16-1-78~~

0010804

13ty 03075

Vegnormaler. Geometrisk utforming

BIBLIOTEKET
VEGDIREKTORATET

Vegdirektoratet
Biblioteket



003783TY0

1978

**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 A5 format.

Dette hefte er ajourført som normalene forelå pr. 1. desember 1978.

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

Oslo, 1. desember 1978

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 bearentet 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 trafikkutviklingen 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

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

A large empty rectangular box with a black border, occupying the majority of the page. This area is intended for the geometric design or drawing of the road layout.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	INNHold INNHoldSFORTEGNELSE	Kapitel 1 Avsnitt 1 Side nr. 1

I INNHold

1	Innholdsfortegnelse	2 s	1978
2	Stikkordregister	6 s	1967

II DEFINISJONER

1	Veg	5 s	1967 (1 i -69)
2	Trafikk	3 s	1967
3	Bokstavsymboler	3 s	1967

III VEGTYPER OG VEGKLASSER

1	Vegtyper	2 s	1977
2	Vegklasser	9 s	1977

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	Sykkelbaner og sykkelfelter	1 s	1970
6	Gangbaner	1 s	1967
7	Fri høyde og bredde	2 s	1978

VII LINJEFØRING

1	Elementene	2 s	1977
2	Siktforhold og siktlengder	7 s	1977
3	Horisontaltraseen	16 s	1977 (2 i -78)
4	Vertikaltraseen	13 s	1977 (2 i -78)

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1978
	INNHold INNHoldSFORTEGNELSE	Kapitel	1
		Avsnitt	1
		Side nr.	2

VIII VEGKRYSS

1	Prinsipper for plassering og utforming	12 s	1978
2	Detaljutforming av kryss i plan	24 s	1978
3	Detaljutforming av planskilte kryss	11 s	1978
4	Teknisk detaljutforming (utstår)		

XI VEGUTSTYR

1	Kantstein	7 s	1978
2	Rekkverk	16 s	1978

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	Armaturlasering	6 s	1975
6	Trafikkskilt	4 s	1978
7	Gang- og sykkelveger	2 s	1978

XIII VENTILASJON

1	Krav til atmosfæren i tunneler	3 s	1977
2	Luftbehov	5 s	1977
3	Ventilasjonsystemer	4 s	1977
4	Ventilasjonskrefter	6 s	1977
5	Sikkerhetsforhold	4 s	1977



INNHOLD

STIKKORDREGISTER

Kapitel	1
Avsnitt	2
Side nr.	1

BENSINSTASJONER

Plasering	IX-2.1
Utforming	IX-2.2

BUSS-STOPPESTEDER

Plasering	IX-1.1
Utforming	IX-1.1/2

DIMENSJONERENDE HASTIGHET

Endringer i dimensjonerende hastighet	VII-1.6
Fastleggelse av dimensjonerende hastighet	IV-3.1/7
Generelt	IV-3.1
Relatert til	
Breddeøkning i kurver	VII-3.20/23
Horisontalkurveradier	VII-3.5/6, VIII-4.1/3
Overhøyde	VII-3.2/5, VIII-4.4/7
Sikt	VII-2.1/6
Trafikkhastighet	IV-3.3/7
Trafikkmengde	IV-3.5
Vertikaltrasé	VII-4.1
Teknisk og økonomisk vurdering	IV-3.1/2

DIMENSJONERENDE KJØRETØY

Breddeøkning i kurver	VII-3.20/25, VIII-4.8/11
Kjøretider fra stopplinje	VIII-4.18/19
Lastebilgruppen, L	IV-1.3
Parkeringsanlegg	IX-1.5/8
Personbilgruppen, P	IV-1.2
Plassbehov i kurver	VIII-4.12/17
Spesialgruppen, SP	IV-1.4

DIMENSJONERENDE TRAFIKK

Beregningseksempler	IV-4.5/6
Døgntrafikk	IV-4.1
Timetrafikk	IV-4.1/3
Trafikkfordeling på kjøreretning	IV-4.5/6
Vegkryss:	
Kjørefelt, høyresvingende trafikk	VIII-2.4/5
Kjørefelt, venstresvingende trafikk	VIII-2.6/8
Oppstillingsfelter	VIII-3.14/15
Trafikkbelastningsplan	VIII-1.3/4



INNHOOLD

STIKKORDREGISTER

Kapitel	1
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)

Avgrensing	VI-6.1
Kantsteinsetting	XI-1.4
Kapasitet	IV-4.4
Plasering i tverrprofilen	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



INNHold

STIKKORDREGISTER

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
Kapasitetsreducerende 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
Fartsendringfelter	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



INNHOLD

STIKKORDREGISTER

Kapitel	1
Avsnitt	2
Side nr.	4

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



INNHOOLD

STIKKORDREGISTER

Kapitel	1
Avsnitt	2
Side nr.	5

RASTEPLASSER	IX-1.3/4
REAKSJONSTID	VII-2.1/4
REKKVERK	
Betingelse for oppsetting	XI-2.3/5
Betongrekkverk	XI-2.2
Metallrekkverk	XI-2.1/2
Midtdelere	XI-2.5
Plasering	XI-2.6/8
SIKTFORHOLD	
Fartsendringsfelter	VIII-4.22
Gangfelt	VIII-4.21
Kapasitetsinnvirkning	V-2.7
Linjeføringsselement	VII-1.3
Siktkontroll	VII-2.7/8
Sikt-trekant, kryss	VIII-4.18/21
SKULDRE	
Asfaltering	VI-2.1
Bredde	III-2.2/10
Bredde i tunnel	VI-7.1
Kantstein	XI-1.1/4
Langs krabbefelt	VII-4.13/14
Langs midtdeler	VI-4.1
Rekkverk-rom	XI-2.6
SOMMER DØGNTRAFIKK	IV-4.1
STIGNINGER	
Grenseverdier	VII-4.1/2
Kapasitetsinnvirkning	V-2.8/10
Kritisk lengde, krabbefelt	VII-4.12/13
Vegkryss	VIII-4.4
STOPPSIKT	
Grenseverdier	VII-2.1/4
Høybrekkskurver	VII-4.5
Lavbrekkskurver	VII-4.7



INNHOLD

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
Størrrelse	VIII-3.1/2
Typer	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



DEFINISJONER

VEG

Kapitel	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

Skjæringslinjen mellom skulder og fyllingskråning 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 kjørebanen.

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 vegger.

Møtested

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

Trafikkøy

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

Midtdeler

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

Trafikkdeler

En trafikkøy som skiller andre deler av en veg enn motsatt rettede kjørebener.



DEFINISJONER

VEG

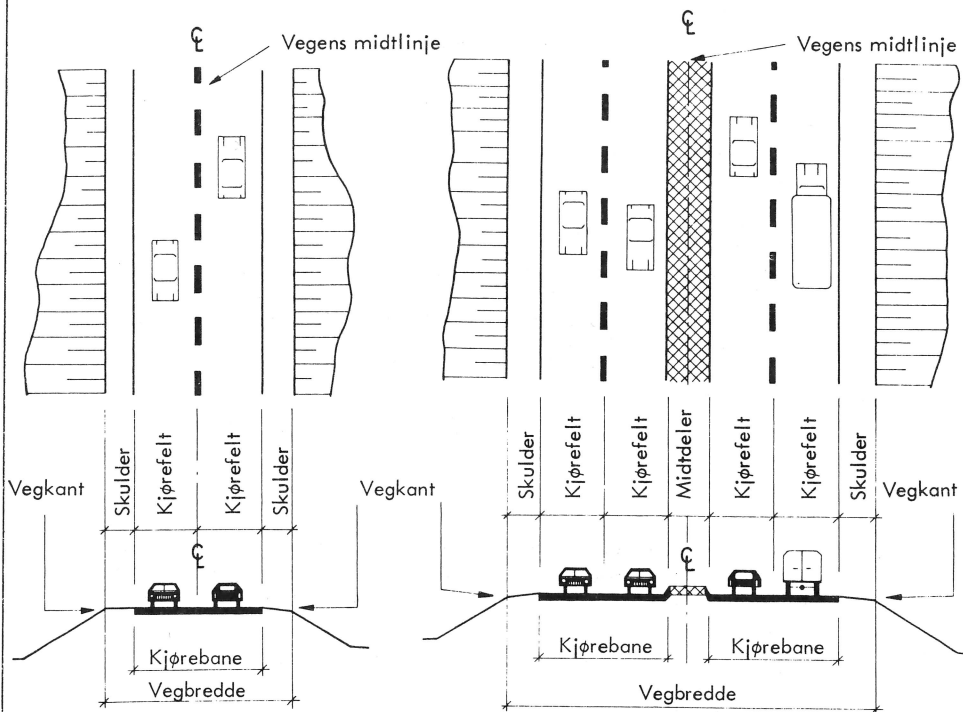
Kapitel II

Avsnitt 1

Side nr. 3

2-FELTS VEG

4-FELTS VEG MED MIDTDELER



Figur II-1.1: Betegnelser på elementer i tverrprofilen.



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 konvekks 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 trafikkforhold 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 kjørebanelen, og et objekt med nærmere angitt høyde lenger fremme i kjørebanelen.

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.

Forbikjøringsikt

Forbikjøringsikt 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

Kjørebansens 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

Kjørebansens helning på tvers av vegens lengdeakse.

Overhøyde

Kjørebansens tverrfall i eller i forbindelse med en kurve.

Resulterende fall

Kjørebansens fall som følge av tverrfall og stigningsgrad.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

ÅR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

The main body of the page is a large, empty rectangular frame, intended for technical drawings or diagrams related to road geometry.



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 springsegenskaper 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.



DEFINISJONER

TRAFIKK

Kapitel	II
Avsnitt	2
Side nr.	3

Årsdøgnetrafikk (ÅDT)

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

Sommerdøgnetrafikk (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.

The main body of the page is a large, empty rectangular frame, intended for technical drawings or diagrams related to road geometry.



DEFINISJONER

BOKSTAVSYMBOLER

Kapitel	II
Avsnitt	3
Side nr.	1

A	= kloioideparameter	(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 møtested	(m)
\bar{D}	= gjennomsnittlig avstand mellom møtested	(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 personbilenheter	
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	(P_e eller kjøretøyer/tidsenhet)
M_D	= dimensjonerende timetrafikk	
M_{maks}	= største forventede timetrafikk	
m	= meter	
n	= antall	
P_e	= personbilenehet	
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)
(x, y)		
ÅDT	= årsdøgntrafikk	(kj)
α	= sentralvinkel for en horisontalkurve = brytningsvinkel (g eller °)	

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.



VEGTYPEN OG VEGKLASSER

VEGTYPEN

Kapitel	III
Avsnitt	1
Side nr.	1

INDELING 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 terreng veggen 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 INDELING 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 kjørebane og minst to kjørefelter i hver trafikretning.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1977
	VEGTYPEN OG VEGKLASSER VEGTYPEN	Kapitel III Avsnitt 1 Side nr. 2

2 Motorvegen har ikke plankryss med annen veg eller jernbane.

Motor-B-veg

En motorveg som ikke tilfredsstiller 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.



VEGTYPEN OG VEGKLASSER

VEGKLASSER

Kapitel	III
Avsnitt	2
Side nr.	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 fart 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 veg 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 berettige 4-felts veg.

De grøftebredder og skråninger som er vist i figurene III-2.1 - 2.7 er i overensstemmelse med kapittel III i Vegbygging. Verdiene er minste akseptable grøftebredde og skråningshelling. Krav til siktforhold, snølagring, stabilitet av skråninger etc kan gjøre det nødvendig å bruke slakere skråninger og større grøftebredde. Dette vil også redusere rekkeverksbehovet. Vertikal fjellskjæring kan brukes i enkelte tilfeller.



VEGTYPEN OG VEGKLASSER

VEGKLASSER

Kapitel	III
Avsnitt	2
Side nr.	2

2.2 INNDELING I VEGKLASSER

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 inntil 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 rimelige.

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, "Vegers kapasitet".



VEGTYPYR OG VEGKLASSER

VEGKLASSER

Kapitel

III

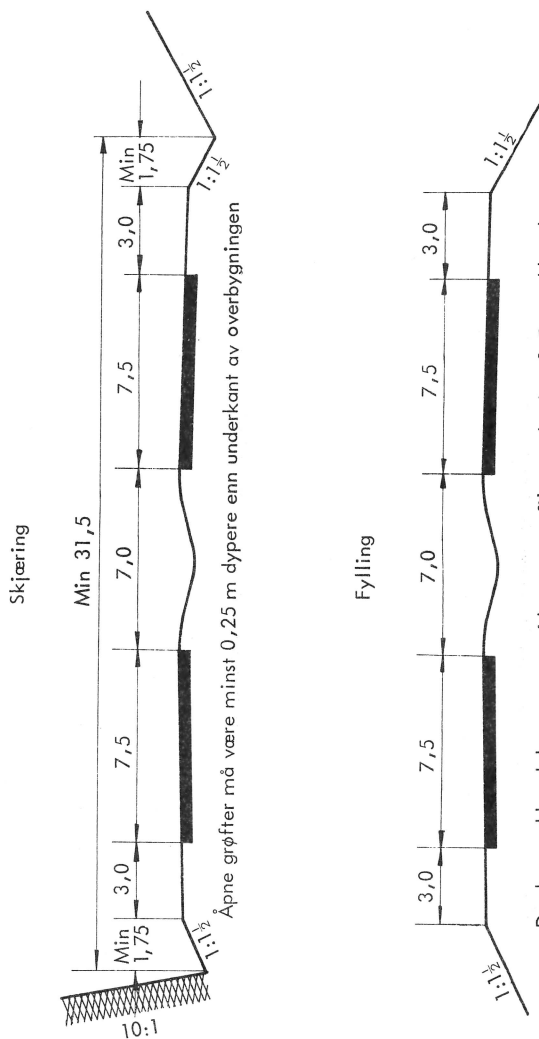
Avsnitt

2

Side nr.

3

VEGKLASSE I a



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

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

I kostbart terreng reduseres skulderbredden til 1,5 m og lukkede grøfter benyttes i skjæringer dersom dette faller rimeligere.

Alle mål i m

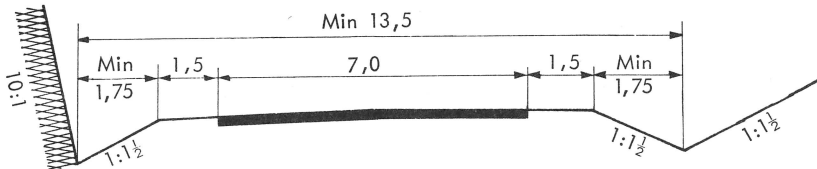
Figur III-2.1: Grunnprofiler for vegklasse I a.

For grøft og skjæring se siste avsnitt under 2.1 Generelt



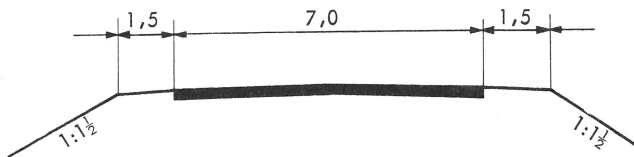
VEGKLASSE II b

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.

For grøft og skjæring se siste avsnitt under 2.1 Generelt



VEGTYPER OG VEGKLASSER

Kapitel III

III

Avsnitt 2

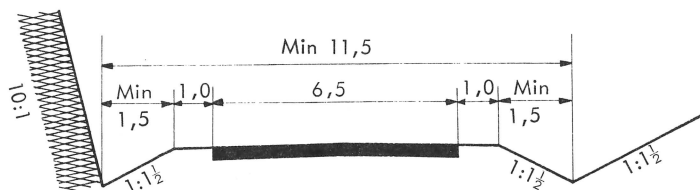
2

Side nr. 6

6

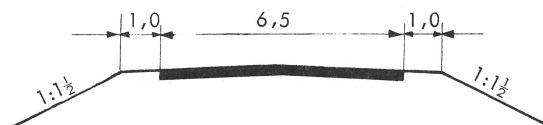
VEGKLASSE II c

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.

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

Alle mål i m

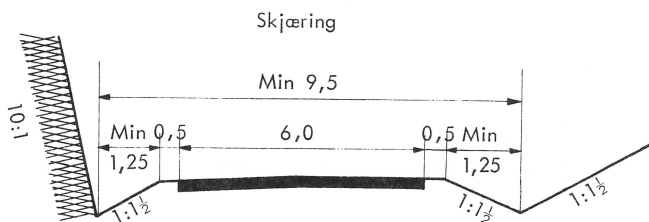
Figur III-2.4: Grunnprofiler for vegklasse II c.

For grøft og skjæring se siste avsnitt under 2.1 Generelt



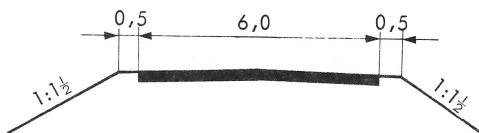
VEGTYPEN OG VEGKLASSER

VEGKLASSE II d



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-2.5: Grunnprofiler for vegklasse II d.

For grøft og skjæring se siste avsnitt under 2.1 Generelt



VEGTYPYR OG VEGKLASSER

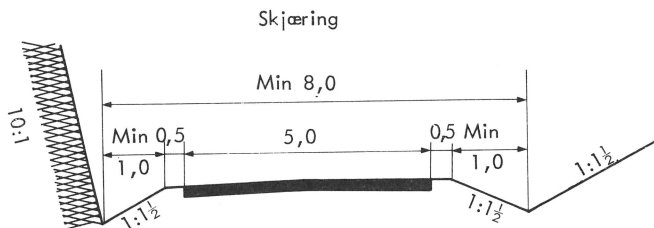
Kapitel III

Avsnitt 2

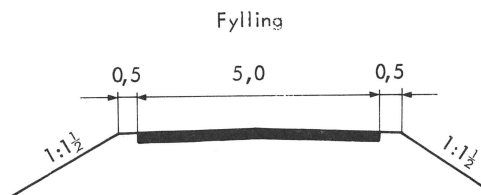
Side nr. 8

VEGKLASSER

VEGKLASSE II e



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



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

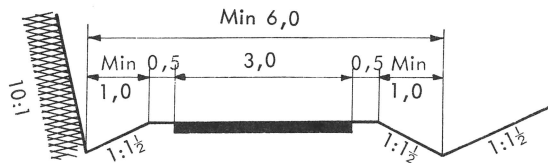
For grøft og skjæring se siste avsnitt under 2.1 Generelt



VEGTYPEN OG VEGKLASSER

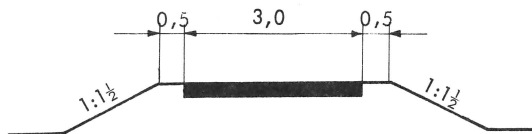
VEGKLASSE III

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

For grøft og skjæring se siste avsnitt under 2.1 Generelt

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DIMENSJONERENDE KJØRETØY

AR 1967

Kapittel 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	Akselavstand m	Overheng		Total lengde m	Total bredde m	Total høyde m	Minste svingradius (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.



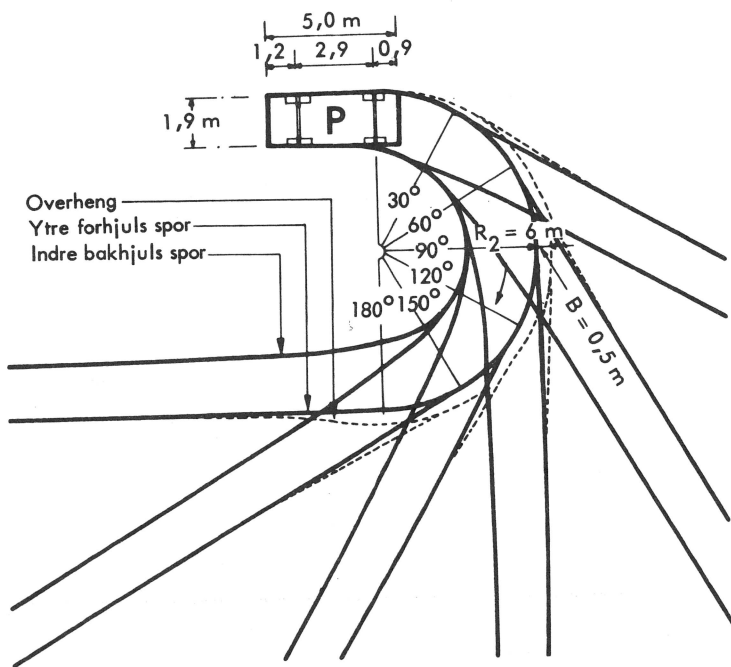
DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Kapitel IV

Avsnitt 1

DIMENSJONERENDE KJØRETØY

Side nr. 2



Målestokk 1:200

Figur IV-1.1: Dimensjoner og svingradius for typekjøretøy "P".



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

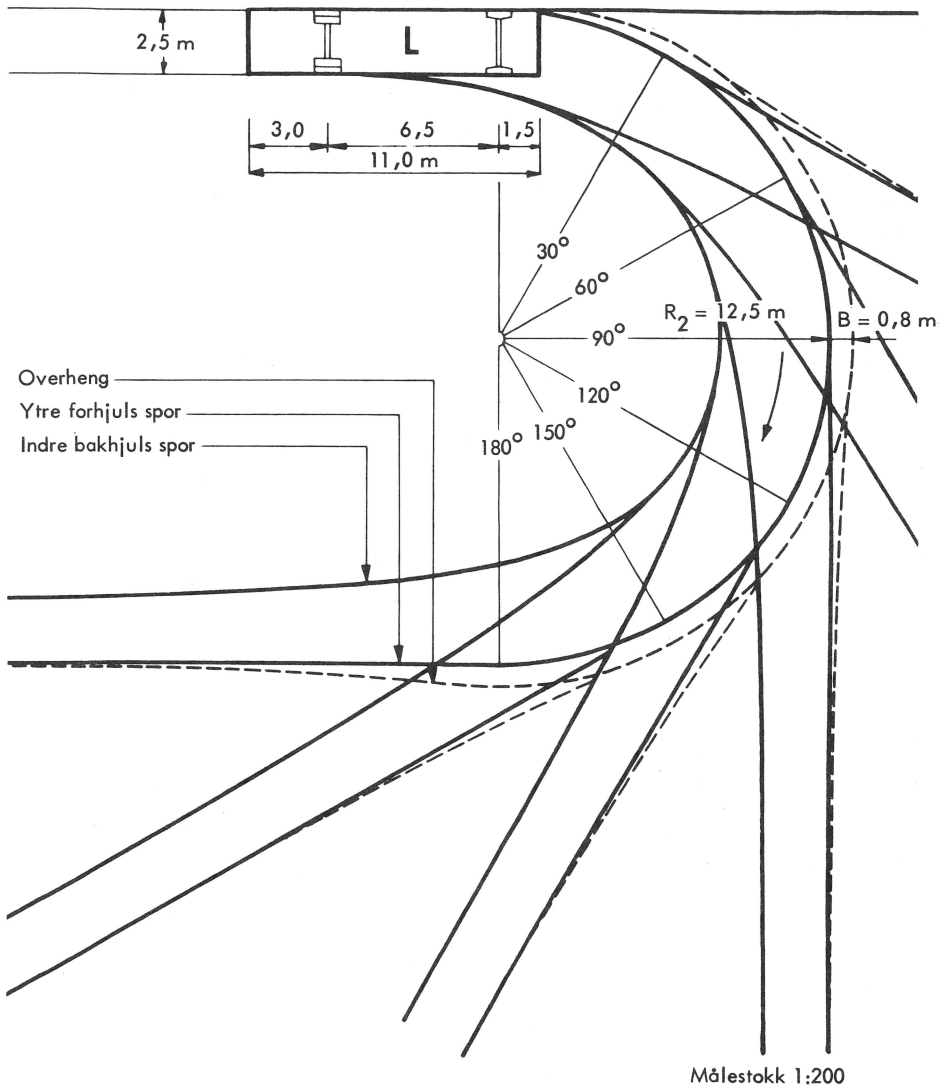
DIMENSJONERENDE KJØRETØY

AR 1967

Kapittel IV

Avsnitt 1

Side nr. 3

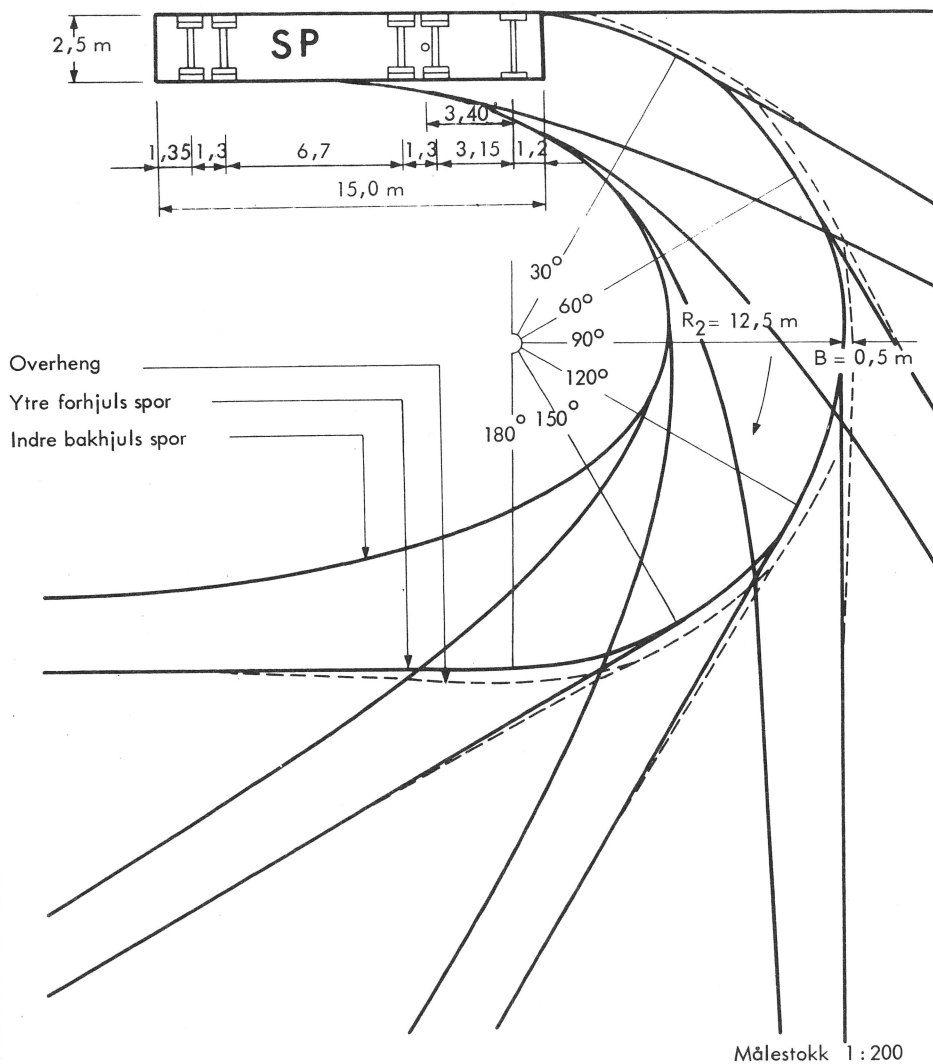


Figur IV-1.2: Dimensjoner og svingradius for typekjøretøy "L".



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DIMENSJONERENDE KJØRETØY



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

**DIMENSJONERINGSGRUNNLAG**

BELASTNINGSKLASSER

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.



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 velementene 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 da bort, 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

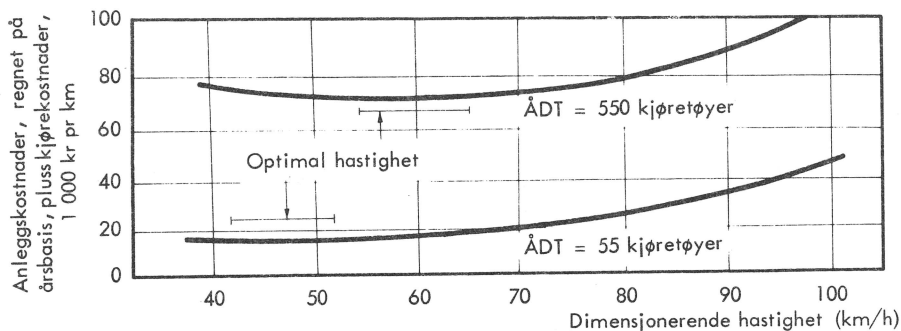
Kapitel IV

DIMENSJONERENDE HASTIGHET

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 merkbart, 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 tilsi 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 $V_T = 50$ km/h i avsnitt V-1 bør ikke nyttes.



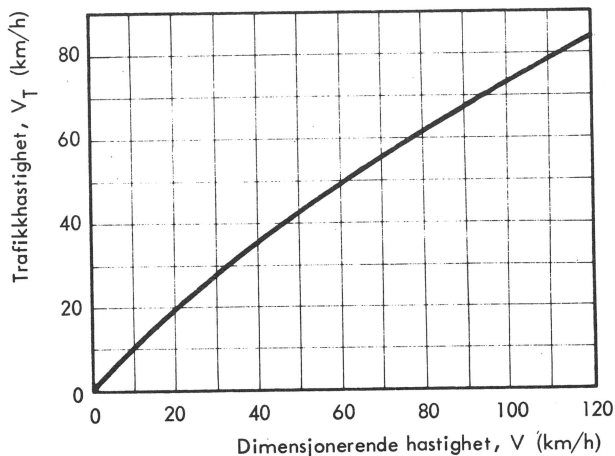
DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Kapitel IV

Avsnitt 3

DIMENSJONERENDE HASTIGHET

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 sammenheng- en umiddelbart gyldig. I slike tilfeller må den verdi for dimensjonerende hastighet nyttes som de aktuelle kurveradier tilsier, jfr avsnitt VII-3.



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DIMENSJONERENDE HASTIGHET

Kapitel

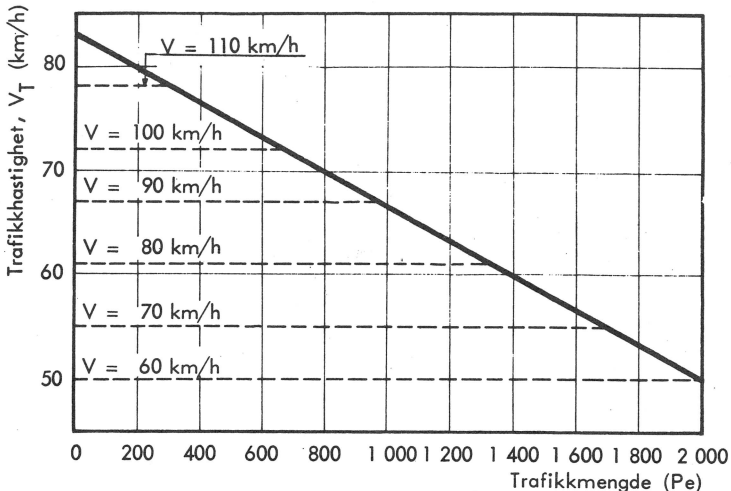
IV

Avsnitt

3

Side nr.

5



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

Figur IV-3.3 viser sammenhengen mellom dimensjonerende hastighet og trafikkhastighet ved ulike trafikkbeltninger på 2-felts veger. 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 vegen kan vanligvis bygges slik at den tilfredsstillende 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 parceller med noenlunde samme terrengforhold, og for hver parcell 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 parceller med betydelig forskjell i dimensjonerende hastighet bør det der-



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Kapitel IV

Avsnitt 3

DIMENSJONERENDE HASTIGHET

Side nr. 6

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

3.3.2.1 Stigninger

Langre vegstrekninger 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 vegstrekningen 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 vegstrekning. 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 strekningens dimensjonerende hastighet.

På veger med lange rettstrekninger vil kjørehastighetene bli høye, og kurvaturen ved enden av slike strekninger må derfor dimensjoneres for kjørehastigheter på rettstrekning. 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 høps-

**DIMENSJONERINGSGRUNNLAG**

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.



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DIMENSJONERENDE TRAFIKK

Kapitel	IV
Avsnitt	4
Side nr.	1

4.1 DØGNTRAFIKK

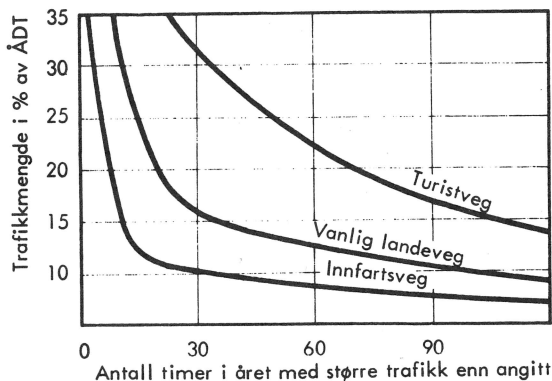
Trafikkbelastningen på en veg angis vanligvis som årsgjennomsnitt, forkortet til ÅDT. ÅDT er den trafikkmengde, uttrykt i kjøretøyer, som avvikles på en veg i løpet av ett år, dividert med 365.

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 trafikkmengde i % av ÅDT versus antall timer i året med større trafikk enn angitt, ordnet etter størrelse.



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Kapitel IV

Avsnitt 4

Side nr. 2

DIMENSJONERENDE TRAFIKK

Dimensjonerende timetrafikk fastlegges vanligvis som en prosent av $\dot{A}DT$ eller SDT . Denne prosentats varierer med trafikken karakter og vegens funksjon. Prosentatsen skal anses å være konstant i planleggingsperioden forutsatt at den trafikk vegen skal betjene ikke radikalt endrer karakter.

En metode for beregning av $\dot{A}DT$ og dimensjonerende timetrafikk er gitt i Vegdirektoratets publikasjon "Vegtrafikkteiling 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 $\dot{A}DT$ 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 trafikken karakter. Dimensjonerende timetrafikk uttrykt i prosent av $\dot{A}DT$ er variabel innen hver av gruppene og den endelige verdi må avgjøres for hvert enkelt prosjekt. Den høyeste prosentats refererer seg til vegger med relativt stor konsentrasjon av trafikk i rushtiden eller i ned stor rekreasjonstrafikk i turistsesongen.

- | | | |
|---|--|-----------|
| 1 | Veger med dominerende arbeidsreisetrafikk, 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, vegger til badesteder og skisentra | 20 - 30 % |

Gruppe 1 er vegger med liten variasjon i trafikken over året. For de vegger hvor helgetrafikken i sommermånedene er vesentlig større enn den vanlige hverdagstrafikken, benyttes 12 % som omregningsfaktor fra $\dot{A}DT$ til dimensjonerende timetrafikk. I motsatt fall benyttes den minste angitte verdi.

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

Gruppe 3 omfatter vegger med stor rekreasjonstrafikk i turistsesongen og mindre hverdagstrafikk. Den høyeste prosentats anvendes for vegger med stor rekreasjonstrafikk, f eks høyfjellsveger. På vegger med mindre utpreget



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Kapitel IV

Avsnitt 4

DIMENSJONERENDE TRAFIKK

Side nr. 3

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

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

4.2 TRAFIKKENS 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.



DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

DIMENSJONERENDE TRAFIKK

Kapitel IV

Avsnitt 4

Side nr. 4

4.2.2 Motorsykler

En motorsykel 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 motorsykel 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 kjørebanelinjen 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 kjørebanelinjen og som kan gis individuell linjeføring og sykkelfelt som kan være en avmerket del av en utvidet kjørebane, eventuelt adskilt fra kjørebanelinjen 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 an- legges på den ene, eventuelt på begge sider av vegen. En 1,5 m bred gang- bane uten fast sidehinder gir tilstrekkelig plass for uhindret ferdsel for 2 per- soner. Dersom gjerde eller rekkverk settes opp langs gangbanen må bredden økes til 2 m. For gangtrafikk i begge retninger er kapasiteten ca 800 per- soner pr time.



4.3 TRAFIKKENS FORDELING PÅ KJØRERETNING

For prosjektering av 1- og 2-felts veger er opplysninger om trafikkenes 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 midtdeler er det av betydning å kjenne trafikkenes fordeling på kjøreretning i dimensjonerende time. Denne fordeling kan bestemmes ved trafikkteiling i rushtidtimene på den aktuelle vegstrekning. 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 tungtrafikkenes 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 Tungtrafikkenes 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 trafikkenes fordeling på kjøreretning i dimensjonerende time, antas at 2/3 beveger seg i en retning.

Innfartsvegen skal dimensjoneres for:

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



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 avvikles i løpet av 16 timer (dagtrafikk). Antall personbilenheter i en dagtime blir da:

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

); 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 tilleggsoplysninger viser at det ikke er tendens til uvanlig stor trafikk-konsentrasjon i helgene. (Slik konsentrasjon av trafikken ville berettige en høy prosentats). Videre antas det at tilleggsoplysningene viser at trafikkmengden varierer i løpet av dagen slik at det er markerte rushtidtimer. (En relativt jevn trafikkmengde hele dagen tilsier bruk av lav prosentats). 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, m a o kan prosentatsen 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:

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

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.



VEGERS KAPASITET

Kapitel V

Avsnitt 1

KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD

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 benevning 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 avvikle under ideelle veg- og trafikkforhold.
- 2 Mulig kapasitet er den største trafikkmengde, uttrykt i personbilenheter pr time, som en kjørebane eller et kjørefelt kan avvikle under eksisterende veg- og trafikkforhold.
- 3 Dimensjonerende kapasitet er 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 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 kjøretninger tilsammen, uansett trafikkens fordeling på kjøretning. 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 forstyrende på trafikkavviklingen.

1.1.2 Mulig kapasitet

Når veg- og trafikkforholdene er ideelle, vil en vegs 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 vegs 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



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

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



VEGERS KAPASITET

KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD

 Kapittel 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

 Kapittel 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 0,75 m skulder	600 560

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 0,75 m skulder	400 370	700 650	1 000 930

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



VEGERS KAPASITET

KAPASITET UNDER IDEELLE FORHOLD

 Kapittel 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

AR

Kapitel

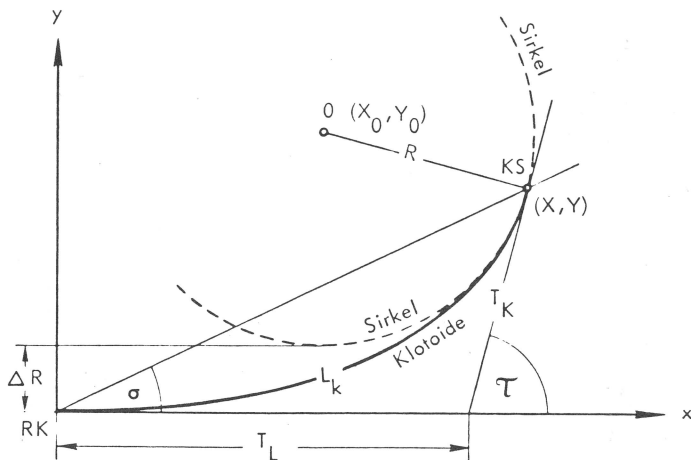
Avsnitt

Side nr.



LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN



Figur VII-3.5: Klotoidens konstruksjonselementer

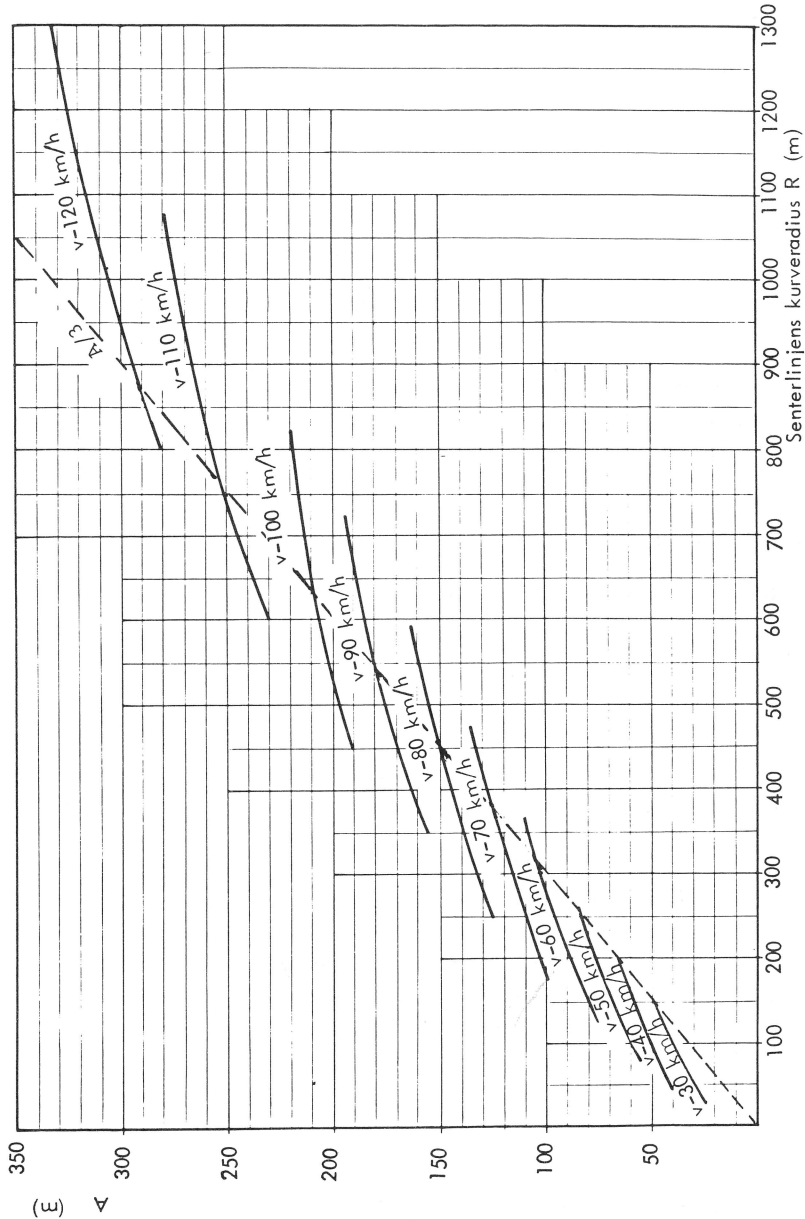
Tegnforklaring til figur VII-3.5:

- RK = overgangspunkt rettlinje - klotoide
- KS = overgangspunkt klotoide - 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 klotoide 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

HORISONTALTRASEEN

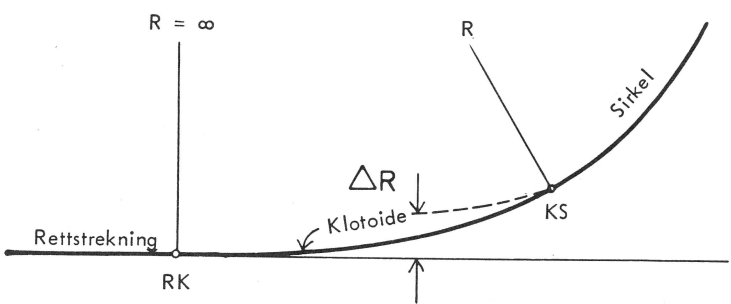


Figur VII-3.6: Anbefalte minimumsverdier for klotoidparameteren A , for $A \leq R$
 Alle kravene til A_{\min} er dekket av kurveskaren

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1977
	LINJEFØRING HORISONTALTRASEEN	Kapitel VII Avsnitt 3 Side nr. 7

3.3.2 ENKEL OVERGANGSKURVE

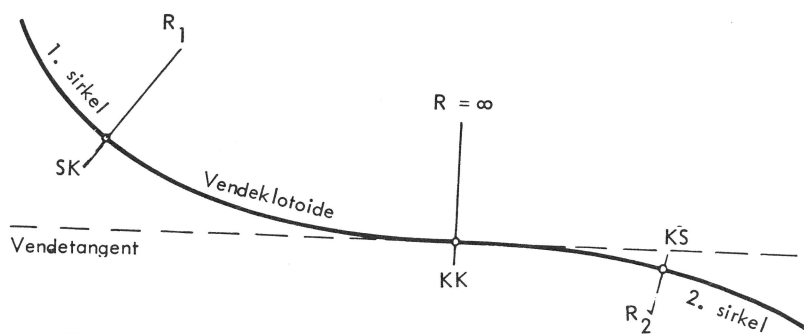
Når klotoiden benyttes som enkel overgangskurve mellom rettstreking og sirkelkurve, skal størst mulig parameter benyttes.



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 terrenng 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 A_{min} . Normalt bør størrelsen på klotoidparametrene harmonere med de respektive sirkelradier.



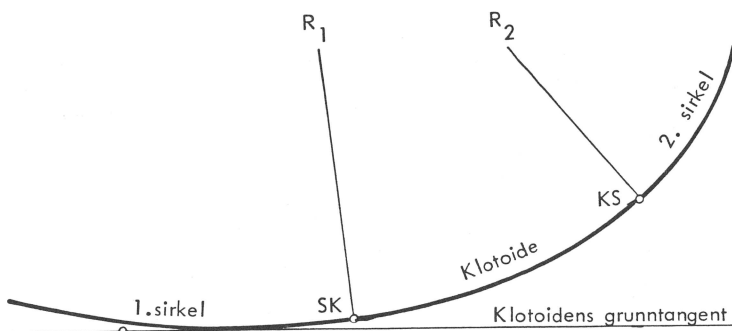
Av beregningsmessige hensyn bør det alltid forutsettes en mellomliggende rettstrekning (vendetangent) på minst 10 m, se for øvrig punkt VII-3.4.

3.3.4 EGGKURVE

Eggkurve er kurvekombinasjon av 2 ensrettede sirkler forbundet med klotoide. 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

HORISONTALTRASEEN

Kapitel	VII
Avsnitt	3
Side nr.	10

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 vanskelig 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 vegger.

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

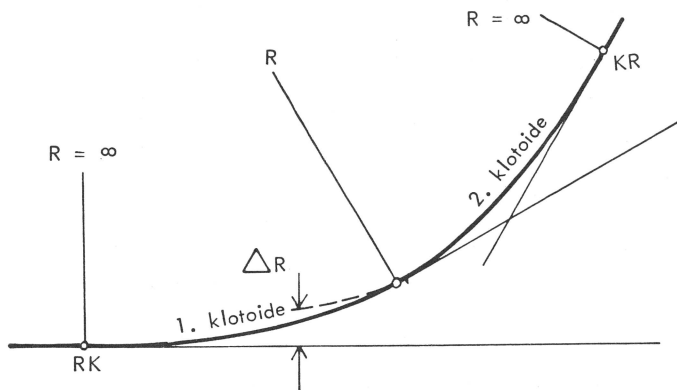
Det bør vurderes i hvert enkelt tilfelle hvorvidt flerfelts vegger bør behandles som to helt adskilte 2-felts vegger. Spesielt er dette aktuelt der kun 1 kjørebane bygges ut i første omgang og forutsettes benyttet til 2-vegs-trafikk i lengre tid.

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



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.



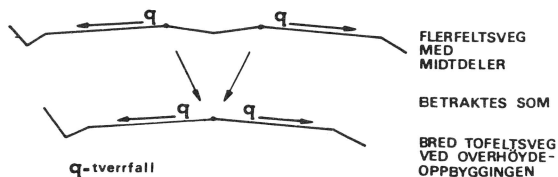
LINJEFØRING

HORISONTALTRASEEN

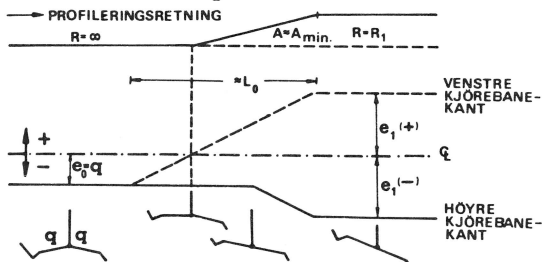
I en vendekurve med en kort rettlinje betraktes rettlinjen som en del av klotoidene når lengden på rettlinjen er mindre enn

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

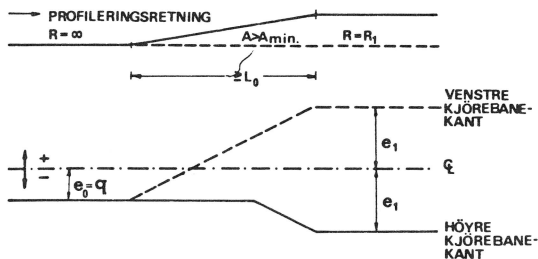
d v s tverrfallet bygges ikke ned til takfall på slike korte rettlinjer.



Figur VII-3.12: Prinsippkisse for overhøydeoppbygging for flerfeltsveger



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

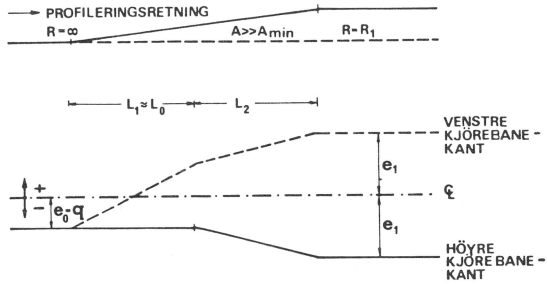


Figur VII-3.14: Overhøydeoppbygging ved overgang rettlinje - sirkel, der parameter A er endel større enn A_{\min}

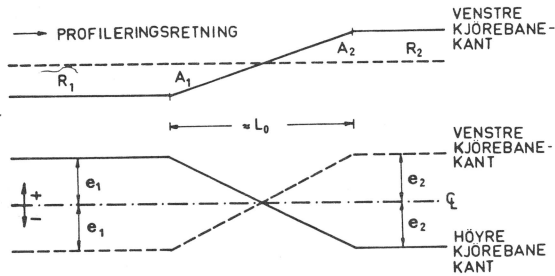


LINJEFØRING

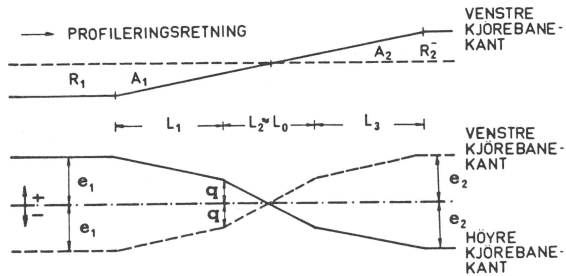
HORIZONTALTRASEEN



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}



3.5 BREDEØKNING 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

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

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

$$b = \text{kjørefeltets bredde på rettlinje}$$

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

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

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 typekjøreføly, 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.

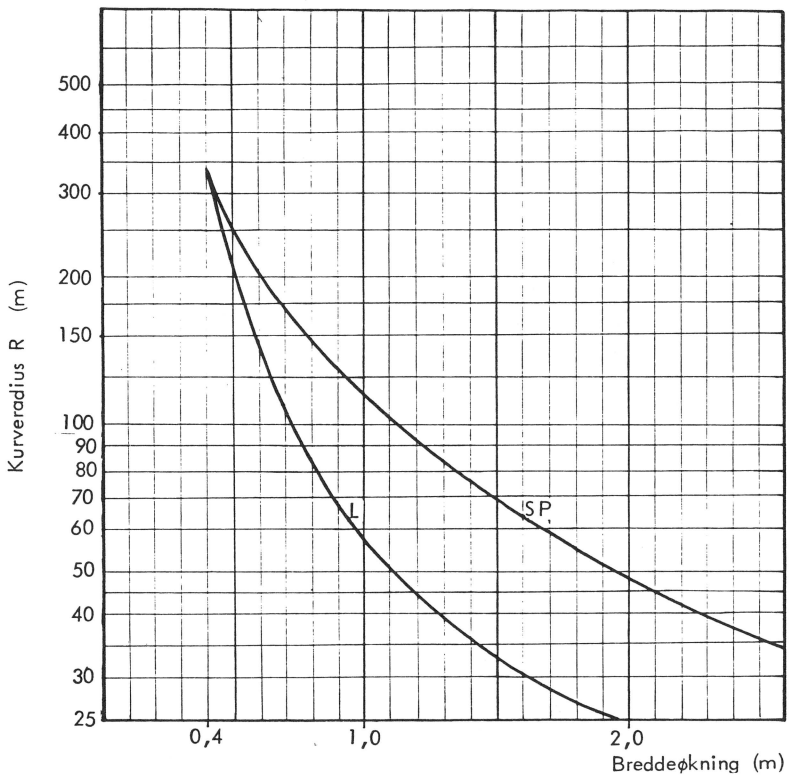
3.5.2 4-felts veg

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



3.5.3 1-felts veg

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



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



LINJEFØRING

HORISONTALTRASEEN

Kapitel VII

Avsnitt 3

Side nr. 15

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 bredde 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).



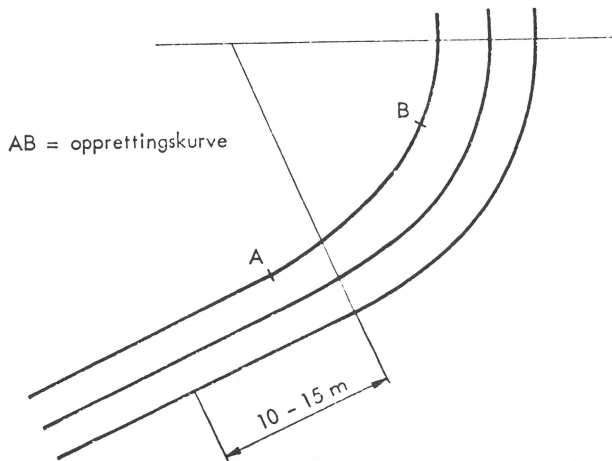
LINJEFØRING

HORIZONTALTRASEEN

Kapitel VII

Avsnitt 3

Side nr. 16



Figur VII-3.19: Eksempel på slyng

Det henvises til Vegdirektoratets retningslinjer for utforming av slyng.



LINJEFØRING

VERTIKAL LINJEFØRING

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 S_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

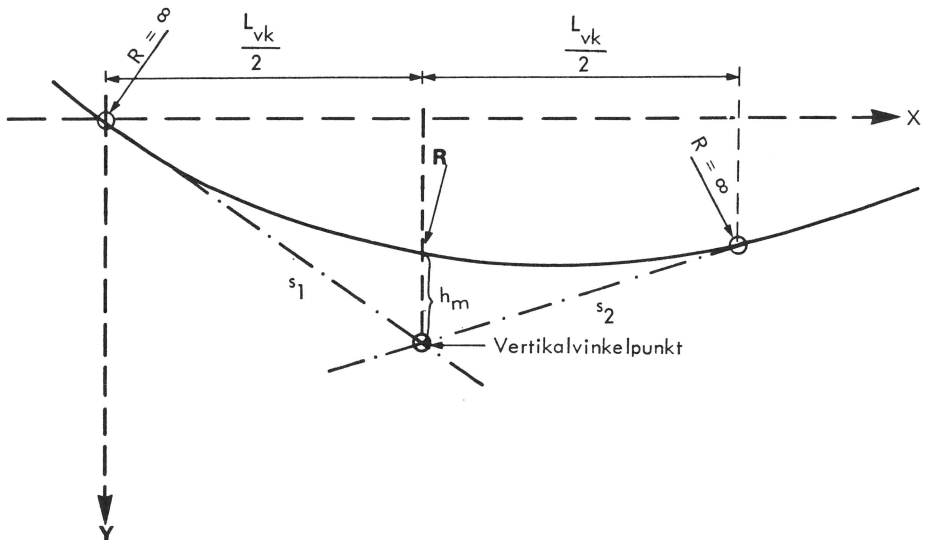
Overgang fra en stigning til en annen utjevnes med en vertikalkurve. Når vertikalkurven skal velges, er hensynet til siktkravene avgjørende, men det må også tas hensyn til kjørekømført, estetikk og drenasje.

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.



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	AR 1977
	LINJEFØRING VERTIKAL LINJEFØRING	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 forbikjøringsikt i figur VII-4.4

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

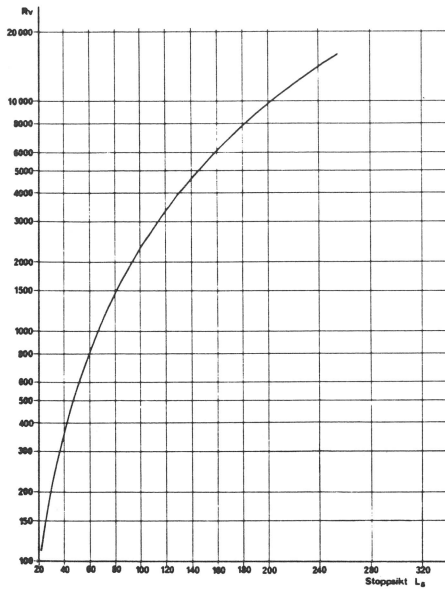
2. Lavbrekkskurver

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 kjørekømført (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.

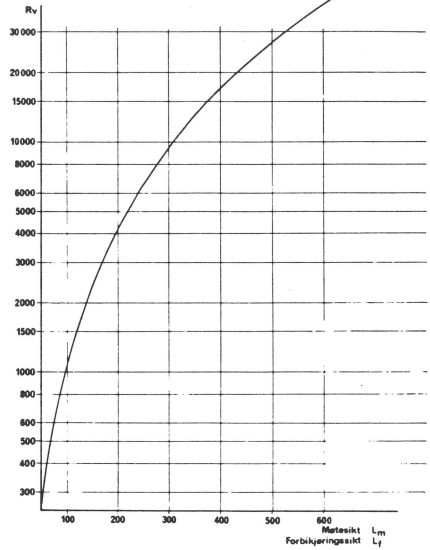


LINJEFØRING

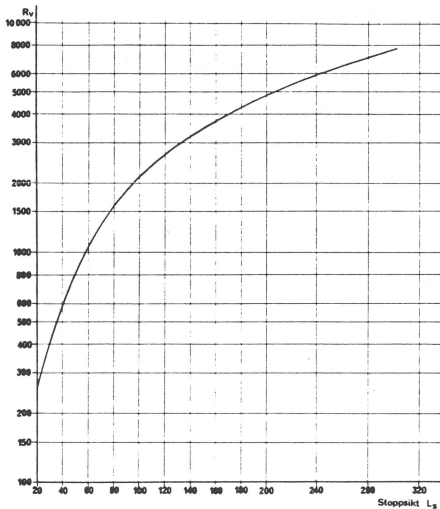
VERTIKAL LINJEFØRING



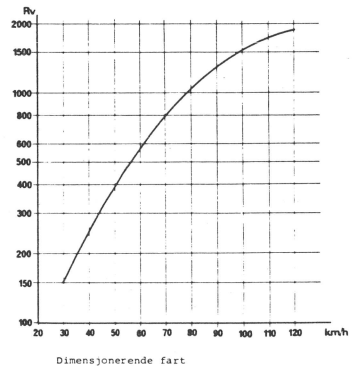
Figur VII-4.3: Minste tillatte radier for høybrekkskurver ved forskjellige krav til stoppsikt



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



Figur VII-4.6: Minste tillatte vertikalkurveradius for lavbrekkskurver med hensyn på kjørefort



LINJEFØRING

VERTIKALTRASEEN

Kapitel

VII

Avsnitt

4

Side nr.

5

4.3 KRABBEFELT

En vegs kapasitet og sikkerhetsmessige standard reduseres betydelig i stigninger som er lange og bratte nok til å forårsake at en dimensjonerende tung bils fartsynker 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 de 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 preliminære kostnadsoverslag er det for tidkrevende å arbeide seg gjennom nøyaktige beregninger av krabbefeltets lengde o s v 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	AR 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 kapasitetsreduserende, 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 nødvendigvis anlegg av krabbefelt, kan bestemmes ved å multiplisere vegens dimensjonerende kapasitet med den aktuelle reduksjonsfaktor fra figur VII-4.7. Bare stigningers og tungtrafikkens kapasitetsreduserende virkning er tatt hensyn til her. For veger hvor vegbredde, avstand til sidehinder eller siktforholdene virker kapasitetsreduserende, må trafikk tallene reduseres ytterligere med de aktuelle reduksjonsfaktorer F_h og F_s som angitt i kapitel V.



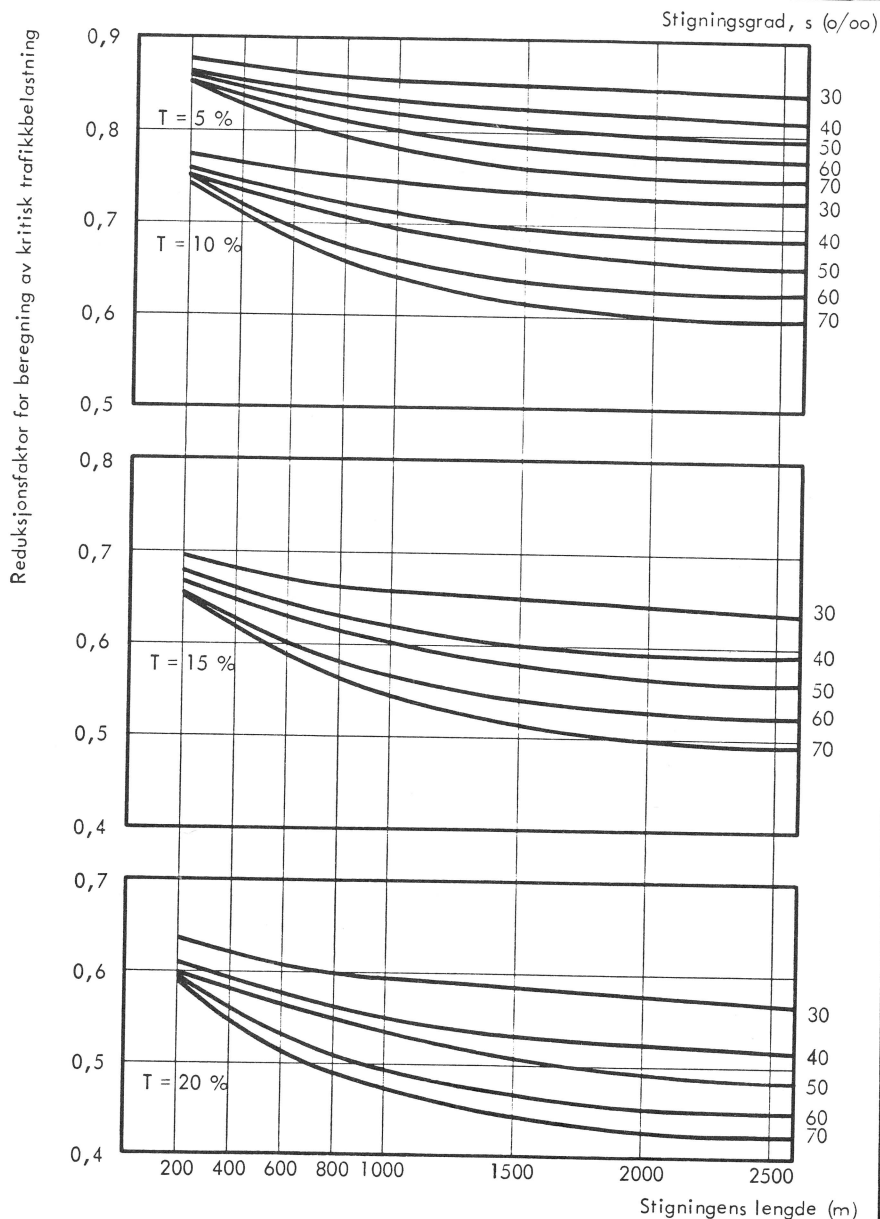
LINJEFØRING

Kapitel VII

Avsnitt 4

VERTIKALTRASEEN

Side nr. 7



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 VII Avsnitt 4 Side nr. 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.

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

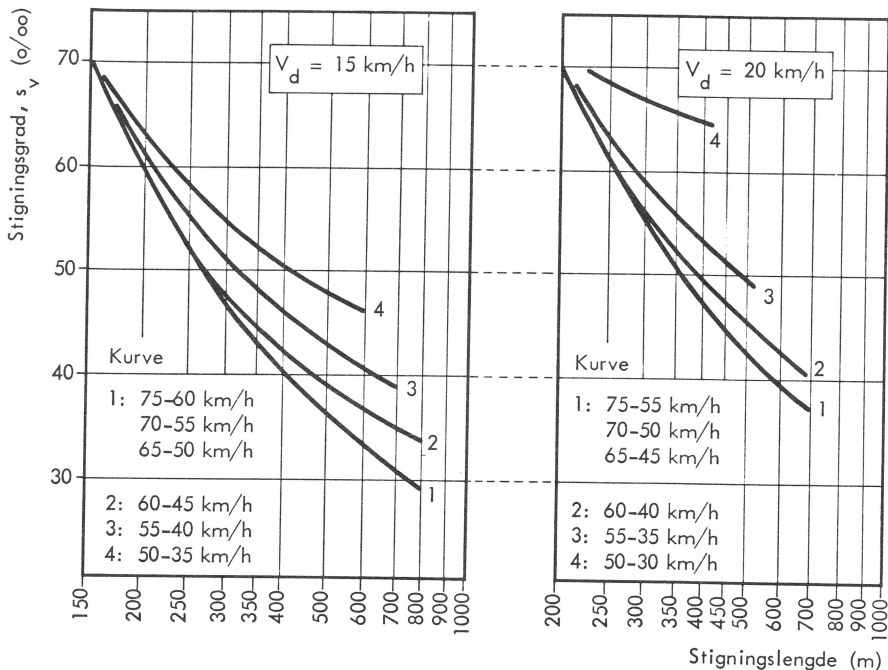
$$V_d = 20 \text{ km/h for vegtype C og D}$$

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 Stigningens 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 ‰, bør bare ca 1/4 av vertikalkurven regnes å tilhøre stigningen.



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.

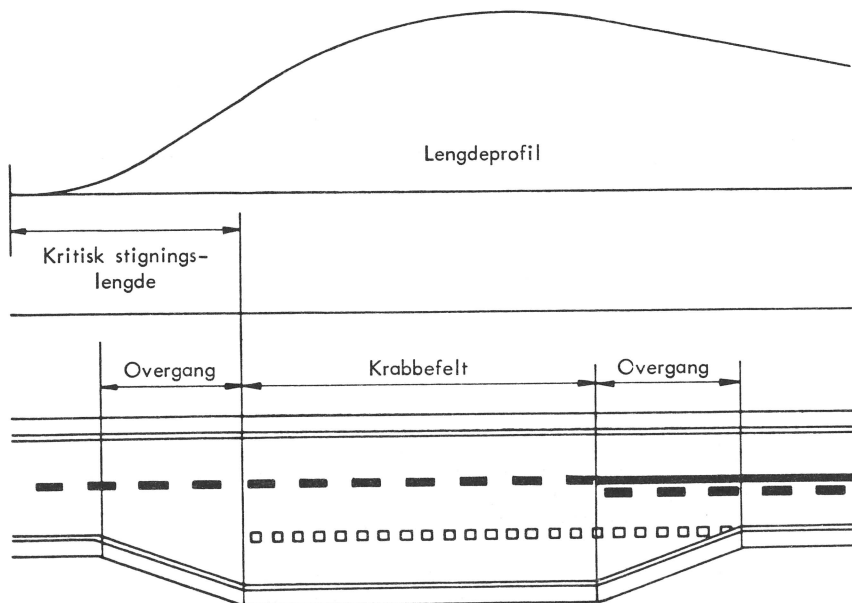


LINJEFØRING

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 varslers 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	ÅR 1978
	LINJEFØRING VERTIKALTRASEEN	Kapittel VII Avsnitt 4 Side nr. 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 uoversiktlig 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.



LINJEFØRING

VERTIKALTRASEEN

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 planumshøydenes beregnes direkte fra:

$$y = cx^2 + s_1x + y_0$$

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

$$y = -0,00005 \cdot 450^2 + 0,05 \cdot 450 + y_0 = \underline{\underline{112,375 \text{ m}}}$$

Avsettene fra tangentene kan også beregnes ved å nytte avsettregelen:

$$y = \left(\frac{x}{\frac{L_{vk}}{2}} \right)^2 \cdot h_m + s_1x + y_0$$

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

$$y = h_m + s_1 \cdot \frac{L_{vk}}{2} + y_0 = -10,125 + (0,05 \cdot 450) + y_0 = \underline{\underline{112,375 \text{ m}}}$$

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 $x = 105$, 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 $x = 600$. 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.

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

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

A large empty rectangular box occupies the majority of the page, intended for technical drawings or diagrams related to the geometric design of roads.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGKRYSS PRINSIPPER FOR PLASSERING OG UTFORMING	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 1

1.1 GENERELT

1.1.1 Generelle krav

Vegkryss skal plasseres og utformes slik at de er

- tidsnok synlige
- oversiktlige
- lette å oppfatte
- farbare

1.1.2 Vegfunksjon og trafikkforhold

Vegkryssene formidler to funksjoner

- 1) kryssing av trafikkstrømmer - og
- 2) tilknytning mellom trafikkstrømmer

Ut fra de trafikkmessige forhold som trafikkenes sammensetning, størrelse og retningsfordeling, må det først fastlegges om kryssets primære oppgave er å tilfredsstille behov for kryssing eller for tilslutning.

Utforming er videre avhengig av fartsnivå og kjøreruter.

Vegkryss skal utformes slik at de kryssende vegers innbyrdes status er umiddelbart klar for trafikantene. Vurdering av hvilken av vegene i et kryss som skal betraktes som primærveg, kan foretas etter følgende retningslinjer:

- (i) I et funksjonsdelt vegnett er høyere vegtype alltid primærveg i forhold til lavere vegtype.
- (ii) En forkjørsveg er alltid primærveg i forhold til kryssende veg.
- (iii) Når vegenes status ikke følger av funksjon eller vikepliktregulering, bør den veg velges som primærveg som har
 - størst grad av gjennomfartstrafikk
 - størst trafikkbelastning
 - høyest fartsnivå
 - funksjon som primærveg over lengst strekning til begge sider av det aktuelle kryss.

VEGNORMALER	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
 STATENS VEGVESEN	PRINSIPPER FOR PLASSERING OG UTFORMING VEGKRYSS	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 2

- (iv) Det må legges vekt på ensartet standard og unngås at en vegs status veksler fra kryss til kryss.

Dimensjonerende kjøretøy skal kunne kjøre gjennom krysset med kjøremåte A. Større kjøretøy enn dette skal kunne kjøre gjennom krysset med kjøremåte B. Se avsnitt 2.1.1.

Det er viktig å få så små fartsforskjeller som mulig i krysset. Minskning av fartsforskjellene kan gjøres ved anlegg av høyre- og venstresvingfelt. Farten på sekundærvegen inn mot krysset begrenses ved avbøyende linjeføring og anlegg av trafikkøyer.

Sikkerheten og fremkommeligheten for gående og syklende trafikanter må vies spesiell oppmerksomhet. Et hovedkrav til gang- og sykkelveg-systemet er at det skal være sammenhengende og gi mest mulig direkte og bekvemme forbindelser for denne trafikken. Eventuelle gang- og sykkelveganlegg skal planlegges som en integrert del av kryssutformingen, likeså behov for og plassering av bussholdeplasser.

1.1.3 Markering av kryssområdet

Trafikantene skal se at de kommer til et kryssområde tidsnok til å avpasse kjøringen og de skal oppfatte hvilken av de kryssende veger som er den primære. Dette kan oppnås ved å legge vekt på følgende tiltak:

- Krysset bør anlegges i lavbrekk der dette er mulig eller i primærvegens nivå, slik at i det minste dennes linjeføring i krysset er tydelig.
- Fremhevelse av primærvegen ved at dens kjørefelt gis en naturlig og direkte linjeføring gjennom krysset.
- Markering av sekundærvegen ved at den avbøyes og føres tilnærmet vinkelrett på primærvegen og ved anlegg av trafikkøyer.
- Fremhevelse av vegenes innbyrdes status ved skilting og oppmerking. Spesielt bør det legges vekt på at det er samsvar mellom kryssutforming og vikepliktsregulering.
- Bruk av optisk linjeføring ved å fremheve den kryssende veglinje med beplantning eller kunstige optiske siktemål. Dette er spesielt viktig når krysset ligger i høybrekk.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGKRYSS PRINSIPPER FOR Plassering og utforming	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 3

1.1.4 Konfliktpunkter og konfliktområder

Vegkrysset skal utformes slik at trafikantene uten vanskelighet kan forstå hvor i kryssområdet konflikt kan oppstå og slik at beslutningsprosessen blir enklest mulig. Helst skal trafikantene bare stilles overfor én beslutning av gangen. Dette kan oppnås ved at:

- kryssområdet innskrenkes til det som er nødvendig for sikker og bekvem manøvrering av dimensjonerende kjøretøy.
- kjørefelt krysser hverandre mest mulig rettvinklet (80° - 120°).
- kjøreruter defineres ved hjelp av kanalisering.
- kryssformen er slik at den gir færrest mulig konfliktpunkter.

1.2 Plassering av vegkryss

1.2.1 Generelt

De forhold som legger begrensninger på detaljplasseringen av vegkryss er i første rekke følgende:

- Arealbruk og eventuelle byggverk i omgivelsene til det påtenkte kryssområde
- Hensynet til kontinuitet i gang- og sykkelvegssystemet og til eventuelle buss-stoppested
- Avstanden til nærliggende eksisterende eller fremtidige kryss
- Fremtidig videre utbygging av krysset med eventuell signalregulering eller ombygging til planskilt kryss
- Krav til fri sikt i krysset
- Krav til detaljutformingen av krysset og til vegenes linjeføring i kryssområdet
- Spesielle terrengmessige og geotekniske forhold på stedet.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	VEGKRYSS PRINSIPPER FOR Plassering og utforming	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 4

Ved utbedring av trafikksystemet i allerede utbygde områder er kryssplasseringene stort sett fastlagt gjennom det eksisterende veg- og gate-nett. Det må imidlertid foretas et valg av hvilke kryss som med rimelighet kan utbygges til hovedknutepunkter, og for denne vurderingen gjelder prinsipielt de samme begrensende forhold som er angitt.

1.2.2 Kryssavstander

Trafikktekniske krav legger begrensninger på avstanden mellom nærliggende kryss. Forhold som særlig må vurderes er:

- Tilstrekkelig lengde for ordning av trafikkløpene på krysstilfartene (feltskifte, veksling).
- Tilstrekkelig oppstillingsplass for ventende kjøretøyer, slik at disse ikke blokkerer bakenforliggende kryss.
- Tilstrekkelig avstand for tilfredsstillende geometrisk utforming av kryssene.

Figur VIII-1.1 gir veiledende minimumsavstander mellom kryss for bruk i oversiktsplanlegging. For de enkelte vegtyper i et område bør en tilstrebe mest mulig enhetlige kryssavstander.

Vegtype / Standard	Vegtype / Funksjon	Anbefalt vegnettstandard ¹⁾	
		Største tetthet pr 10 km	Minste avstand (m)
A (Motorveg)	Fjernveg/Hovedveg	5	500 ²⁾
B (Avkjørselsfri)		8	300 ³⁾
C (Avkjørsels-regulert)	Hovedveg/Samleveg	20	200
D (Adkomstveg)	Samleveg/Adk veg	50	100

1) Avkjørsler er unntatt. For vegnett innenfor tettbygd strøk, se gatenormaler.

2) Minste vekslingsstrekning er 300 m

3) Anbefalte avstander for forskjøvede T-kryss er 50-100 m, ved anlegg av venstresvingfelt kan avstanden økes.

Figur VIII-1.1: Veiledende minimumsavstander mellom kryss for vegnett utenfor tettbygd strøk

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	VEGKRYSS PRINSIPPER FOR PLASSERING OG UTFORMING	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 5

1.2.3 Siktforhold

Trafikantene skal ha uhindret sikt over de nærmeste hjørneområdene utenfor kjørebanelen som ligger mellom kryssende vegarmer. Størrelsen på områdene som skal være fri for sikthindrende gjenstander bestemmes ved konstruksjon av sikttrikanter. Sikttrikanter dannes ved å avsette sikt lengder langs senterlinjene på hvert kjørefelt og forbinde endepunktene med rette linjer som vist i figur VIII-1.2.

I forkjørsregulerte kryss med vikeplikt, bør en kjøretøfyfører i sekundervegen (vikepliktig vegarm) se så langt bortover primærvegen at han kan svinge inn på eller krysse denne uten å sjenerer trafikken på primærvegen nevneverdig. Dette kalles innsvingssikt (L;) og avsettes langs primærvegen som den ene side i sikttrikanten. Ved spesielt vanskelige forhold kan denne reduseres til stopplengden pluss 20%. I ekstreme tilfeller kan stopplengden benyttes som side. Dette betyr at primærvegtrafikken kan bli hindret av innsvingende og kryssende trafikk. Langs sekundervegen avsettes 20 m, i nødsfall 10 m, fra kjørefeltkant på primærvegen som andre side i sikttrikanten. En størst mulig sikttrikant-side langs sekundervegen vil kunne fremme en smidigere trafikkavvikling og derfor virke kapasitetsfremmende. Dersom disse kravene ikke kan oppfylles, bør en vurdere å innføre stopp-plikt, og i dette tilfellet skal avstanden fra kjørefeltkant være 4 m.

I uregulerte X-kryss (høyre-regel) skal det brukes stopplengder som sider i sikttrikanten. Dersom primærveg kan bestemmes, kan det i tillegg brukes samme krav til sikttrikantenes sider som for forkjørsregulerte kryss. I uregulerte T-kryss er det ønskelig å bruke samme krav som i forkjørsregulerte kryss.

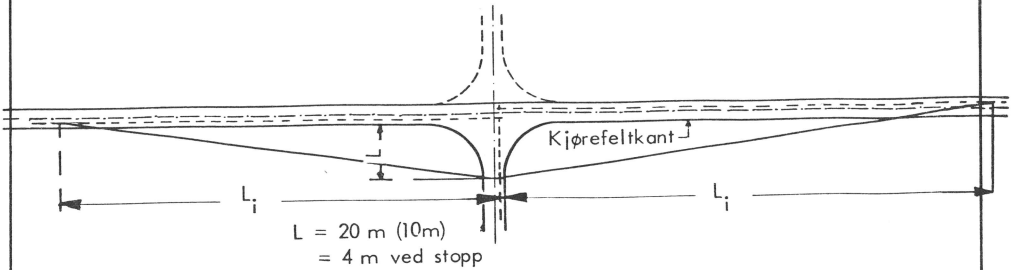
Ved avkjørsler skal sikttrikantens sider bestå av minst 4 m langs avkjørsel og stoppsikt langs primærvegen. Avkjørsler med stor trafikk eller andre spesielle forhold bør ha sikttrikantside lik stopplengden pluss 20%, eller behandles som uregulert T-kryss.

På veger der dimensjonerende fart ikke er entydig over lengre strekninger, beregnes sikttrikantene etter den fart som ikke overskrides av 85% av bilførerne på stedet. Dersom krav til sikttrikantene ikke kan oppfylles, kan kravene reduseres ved å innføre fartsbegrensning.

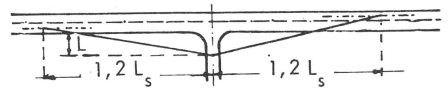
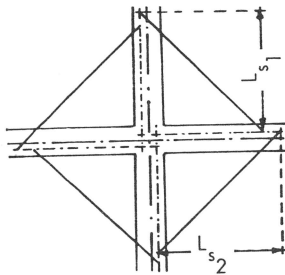
For kontroll av sikten brukes kjøretøyhøyde 1,10 m og bilførers øyehøyde 1,10 m. Dette gir de forskjellige høydemessige begrensninger i sikttrikanten. Spesielt bør det av hensyn til snø og vegetasjon være fritt for sikthindringer høyere enn 0,5 m over tilstøtende vegers nivå. I avkjørsler bør kontrollpunktet være 0,5 m over avkjørselens overflate. Minimumskrav til sikt-lengder og utførelse av siktkontroll er vist i figur VIII-1.2 og -1.3. Se også avsnitt VII-2.6 om siktkontroll.



VEGKRYSS



- a) Siktkrav i forkjørsregulerte kryss. Se tekst vedrørende uregulerte T-kryss



$L \geq 4 \text{ m}$

- b) Siktkrav i kryss med lik forkjørsrett. Se tekst vedrørende T-kryss

- c) Siktkrav ved avkjørsler

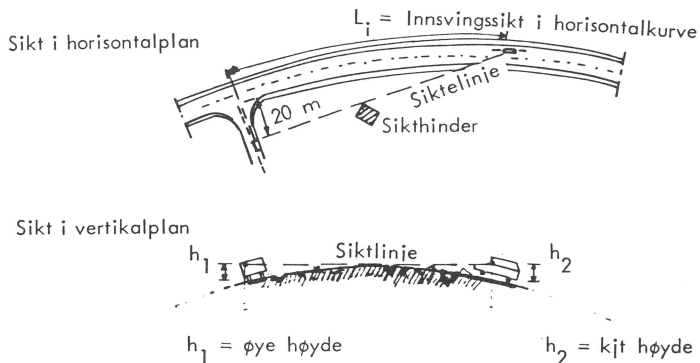
Dimensjonerende Fart km/h	Dimensjonerende stoppsikt L_s (m)			Dimensjonerende innsvingssikt L_i (m)		
	Stigningsgrad			Primærvegens stigning		
	+ 0,05	0	- 0,05	+ 0,05	+ 0,03	≤ 0
30	25	25	30	60	60	60
40	35	40	40	85	80	80
50	50	55	60	110	105	100
60	65	70	75	145	135	125
70	80	90	100	175	165	155
80	105	115	125	220	205	190
90	130	140	155	260	245	230
100	155	170	190	310	290	270

1) Gjelder primærveg m h p innsvingssikt

Figur VIII-1.2: Dimensjonerende siktkrav i plankryss og avkjørsler



VEGKRYSS



Figur VIII-1.3: Eksempel på siktkontroll i kryss

1.3 UTFORMING

1.3.1 Grunnformer

Utifrå de trafikkmessige forhold som trafikkenes størrelse, retningsfordeling og sammensetning, fastsettes utformingens hovedtrekk. Grunnleggende utforming kan deles i tre typer:

- kryss som forbinder 3 vegarmer
- kryss som forbinder 4 vegarmer
- kryss som forbinder 5 eller flere vegarmer

Hovedtypen modifieres ved hjelp av vegtekniske og trafikktekniske tiltak.

Vegtekniske tiltak medfører i første omgang at hovedtypene faller i to utformingsgrupper:

- 1) Plankryss
- 2) Planskilte kryss

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	VEGKRYSS PRINSIPPER FOR PLASSERING OG UTFORMING	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 8

1.3.2 Plankryss

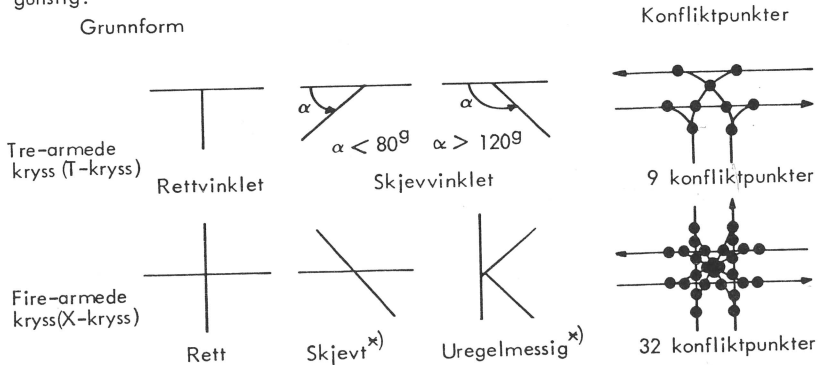
Plankryss utformes som

- T-kryss
- X-kryss

T-kryss benyttes der tilknytning mellom trafikstrømmene er det primære. Det er den enkleste kryssform med færrest konfliktmuligheter, og er derfor også den sikreste krysstypen. En bør generelt tilstrebe at kryss utformes som T-kryss. Kryssvinkelen bør være 80° - 120° . To T-kryss som ligger i en avstand 50 - 100 m fra hverandre, kan ofte betraktes som ett kryssområde.

X-kryss bør bare anlegges når kryssing av trafikstrømmer er det primære. Kryss mellom gjennomgående veger kan utformes som forskjøvede kryss, d v s to T-kryss. X-kryss kan være tilfredsstillende der trafikkmengdene på sekundærvegen er små. Store kryssende trafikstrømmer kan planskilles ved bruk av hank-kryss.

Figur VIII-1.4 viser karakteristiske trekk ved hovedtypene. Flerarmede kryss og skjevinklede kryss, d v s der kryssvinkelen ikke er mellom 80° - 120° , skal ikke benyttes ved nyanlegg. Eksisterende kryss av denne typen bør ombygges til enklere former, som vist i figur VIII-1.5 - VIII-1.6. Kryssvinkel mellom 80° - 100° er gunstigere enn vinkelområdet 100° - 120° . Rundkjøringer kan brukes der slik utforming vil være gunstig.

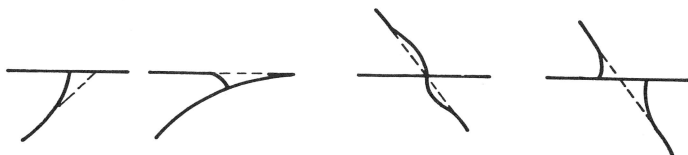


x) Skal ikke benyttes for nyanlegg. Eksisterende kryss bør ombygges. Se figur VIII-1.5 - 1.6

Figur VIII-1.4: Former for plankryss

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGKRYSS PRINSIPPER FOR PLASSERING OG UTFORMING	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 9

Ved stor kryssende trafikk og der terrengforholdene ligger til rette for det, kan den kryssende trafikken føres i adskilte plan, mens tilslutningen utføres via en 2-vegs kjørt rampe og vanlig T-kryss. Denne spesielle løsningen kalles for Hank-kryss og blir nærmere behandlet under planskilte kryss.



Figur VIII-1.5: Eksempler på forbedring av skjevinklede kryss

Opprinnelig

Anbefalt utforming



Figur VIII-1.6: Eksempler på løsning av kompliserte kryss i enklere former (Primærvegen angitt med tykk strek)

1.3.3 Planskilte kryss

Planskilte kryss skal normalt utformes slik at det ikke forekommer kryssende bevegelser på primærvegen. De skal videre normalt ha én-vegs kjørte rampeforbindelser og fartsendringsfelt ved tilslutning til primærveg. Ved valg av krysstype og rampeplassering, må en bli a vurdere:

- krysstypenes kapasitet
- trafikkfordeling m h p blant annet dominerende svingbevegelser
- terrengtilpasning og disponiblet areal
- hensynet til ensartet utforming

Sekundærveg bør fortrinnsvis føres over primærveg, om terrengforholdene tillater det.

Etter at kryssets grunnleggende form er blitt fastlagt som 3-armet, 4-armet eller flerearmet, er utformingen videre klassifisert ifølge det geometriske mønster som rampenes linjeføring danner. Figur VIII-1.7 viser typiske løsninger.

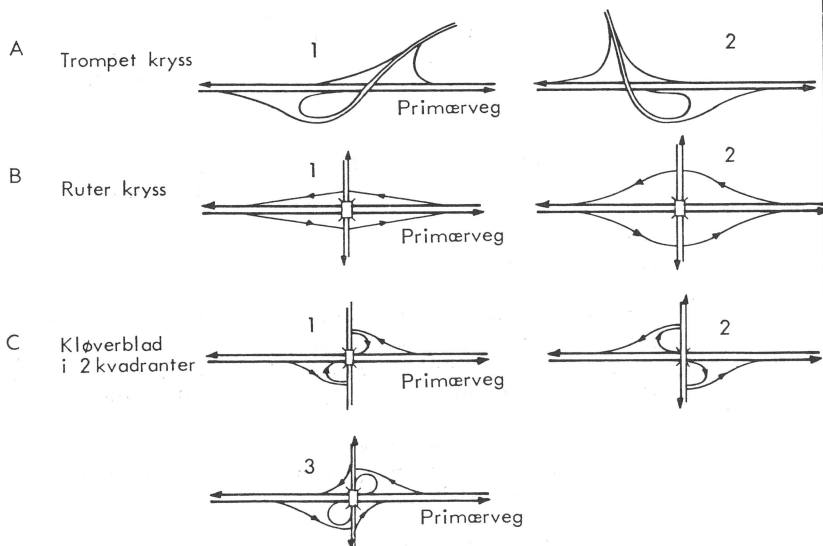


VEGKRYSS

PRINSIPPER FOR PLASSERING OG UTFORMING

For 3-armet kryss er trompet-typen den vanligste løsningen, figur VIII-1.7.A. Den kan utformes på to måter og de største trafikkmengdene bør føres på ramper med best linjeføring. Ruter-typen, figur VIII-1.7.B er også brukbar om trafikken til/fra sekundærvegen er forholdsvis liten og fordelingen jevn på begge retninger av primærvegen.

For 4-armet kryss er ruter-typen den enkleste og minst plasskrevende løsningen, figur VIII-1.7.B. Når sekundærvegen føres opp og over primærvegen, bør rampene ofte legges lenger fra hverandre for å skaffe tilfredsstillende sikt og stigningsgrad i kryssområdet, figur VIII-1.7.B.2. Det er spesielt viktig å påse at brurekkverket ikke vil hindre sikt til/fra rampene. Denne løsningen gir forholdsvis liten stigningsgrad på rampene og mulighet til å bygge sløyferamper senere dersom det kreves for å avvikle trafikkmengdene.



Figur VIII-1.7: Typiske utforminger av planskilte kryss. Tilslutning mellom primær- og sekundærveg.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGKRYSS PRINSIPPER FOR Plassering og utforming	Kapitel VIII Avsnitt 1 Side nr. 11

Kløverbladkryss bør normalt utføres i et halvt kløverblad og består av ramper i to kvadranter, figur VIII-1.7.C. Krysstypen bør fortrinnsvis brukes når det ikke er ønskelig å bruke ruter-kryss p g a spesielle ter-
rengforhold eller for å unngå venstresvingbevegelser på sekundærvegen.

Ekstra påkjøringsramper i tillegg til direkte forbindelser er passende for store, svingende trafikkstrømmer, figur VIII-1.7.C.3.

Flerarmet kryss som skal planskilles, utføres ofte best som halvt klø-
verblad. En deling av kryssområdet kan være nødvendig for å skille
visse trafikkstrømmer og for å få bedre kapasitet.

Hank-kryss er en spesiell planskilt utforming med tovegskjørte ramper
og tilslutning til primærveg uten akselerasjonsfelt. Utformingen bør ha
ramper i to kvadranter dersom dette ikke forhindres av fysiske forhold.
Ved bruk av én rampe bør denne plasseres slik at den største tilslutten-
de trafikkmengden unngår venstresving inn på primærveg.

Ved bruk av fullt utbygde planskilte kryss på 2-felts veger, d v s kryss
med énvegskjørte ramper og akselerasjonsfelt langs primærveg, såvel
som ved bruk av hank-kryss med to ramper, skal det anlegges fysisk
midtdeler på primærveg i kryssområdet.

1.3.4 Valg mellom krysstyper, plankryss og planskilte kryss

Ved valg mellom krysstyper, plankryss og planskilte kryss, må en ta
hensyn til kryssets hensiktsmessighet i hvert enkelt tilfelle, såvel som:

- terrengtilpasning, disponibelt areal og økonomi,
- krysstypens sikkerhetsgrad og kapasitet med hensyn
på trafikkbelastning og -fordeling, og
- ensartet tilslutningsutforming langs primærvegen.

Motor-A-veg skal utformes med fullt utbygde planskilte kryss. Motor-
B-veg bør fortrinnsvis også utføres med fullt utbygde planskilte kryss,
men mindre trafikkerte offentlige veger kan i spesielle tilfeller tilknyt-
tes i plan.

Kryss på vanlige 2-felts veger, vegtype B og lavere, utføres normalt i
plan og fortrinnsvis som T-kryss. Dersom sekundærvegens kryssingsbehov
er minst like stort som behovet for tilslutning til primærveg, bør anlegg
av X-kryss vurderes. Er i tillegg trafikkmengdene så store i krysset (ca
15 000 ÅDT eller større), eller andre forhold gjør planskilt kryssing ak-
tuelt, bør det i første omgang vurderes å anlegge fullt utbygd planskilt
kryss med formen halvt kløverblad.



VEGKRYSS

Kapitel VIII

Avsnitt 1

Side nr. 12

PRINSIPPER FOR Plassering og utforming

Hank-kryss med ramper i to kvadranter, som tilsvarer kryssformen halvt kløverblad uten akselerasjonsfelt, bør fortrinnsvis bare benyttes ved utbedring på eksisterende veg og dersom anlegg av halvt kløverblad forhindres av andre hensyn. Bruk av hank-kryss med én rampe kan unntaksvis benyttes dersom tilsluttende (svingende) trafikkmengder er små.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN	Kapitel VIII Avsnitt 2 Side nr. 1

2.1 GENERELT

2.1.1 Dimensjoneringskrav med hensyn på typekjøretøy

Kryssutformingen bestemmes på grunnlag av dimensjonerende kjøretøytypers arealbehov. Fremkommeligheten kontrolleres ved hjelp av hjulsporetgninger, som fremstilt i kapittel IV-1.1. Disse kurvene forutsetter en kjørefart på minst 15 km/h.

Fremkommeligheten for enkelte større kjøretøy må vurderes når krysset dimensjoneres for en mindre kjøretøytype. Ved dimensjoneringen er det nødvendig å vurdere to ulike kjøremåter:

- Kjøremåte A - manøvrering med full grad av frihet
- Kjøremåte B - manøvrering med begrenset grad av frihet

Kjøremåte A innebærer at kjøretøyet under normale forhold bare bruker eget kjørefelt. Kjøremåte B innebærer at kjøretøyet må bevege seg med redusert fart (< 15 km/h) samt at det ofte må bruke en del av øvrig kryssareal, slik som andre kjørefelt og skuldre, i tillegg til sitt eget kjørefelt for manøvrering.

Ved dimensjonering for kjøretøytype "L", kjøremåte A, skal krysset være fremkommelig for kjøretøytype "SP" etter kjøremåte B. Når det kjøres med redusert fart (< 15 km/h), resulterer dette i andre kjøresporetgninger enn de normerende, men maksimalt breddebehov er omtrent det samme.

2.1.2 Primærvegens linjeføring

Normalt skal primærvegens gjennomgående felter føres gjennom kryssområdet med samme standard som for fri vegstrekning. For vegkryss i kurver på høyklassige veger kan det imidlertid være ønskelig at primærvegen ikke har større overhøyde enn 4-4,5% i kryssområdet. Primærvegen bør i slike tilfeller ikke ha mindre radius enn angitt i figur VIII-2.1 nedenfor. Dersom krappere kurver benyttes, bør det sjekkes at antatt utnyttet sidefriksjonsfaktor f_k ikke blir for stor ($f_k \leq 0,10$), se kapittel VII-3.2).

	Dimensjonerende fart for primærveg (km/h)				
	60	70	80	90	100
R_{\min} (m)	300	450	600	850	1100

Figur VIII-2.1: Minste ønskelige horisontalradius for primærveg i kryss



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Kapitel

VIII

Avsnitt

2

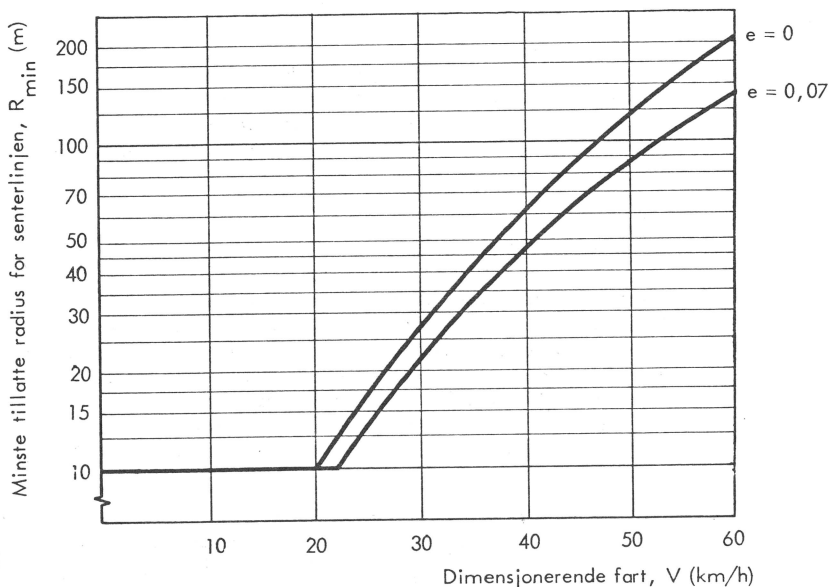
Side nr.

2

Stigningsgraden for primærvegen i kryssområdet skal normalt ikke være større enn $2/3$ av primærvegens største tillatte stigningsgrad på fri veggstrekning som fremstilt i figur VII-4.1. Ikke i noen tilfeller skal stigningsgraden overskride 70%. Kryss i så stor stigning vil på viktige vegger kreve spesielle utforminger, som vist i figur VIII-2.24.

2.1.3 Sekundærvegens linjeføring

Dersom sekundærvegen ikke tilsluttes primærvegen rettvinklet, er det mest fordelaktig med kryssvinkel $80^\circ < \alpha < 100^\circ$ (se figur VIII-1.4). Må sekundærvegens linjeføring avbøyes før krysslutningen, bør kurveradius som benyttes ikke være for liten ($R \geq 50$ m). Kantførradier og radier for kurver som følges ved forskjellige svingbevegelser i et kryss (spesielle svingfelt etc), bør generelt velges med tanke på rimelig kjørefart gjennom krysset. De anbefalte kantførradier forutsetter at dimensjonerende kjøretøy kan holde minst 15 km/h. Dersom større fart for spesielle svingfelt og svingbevegelser er ønskelig, bør kjøretøyet følge en kurveradius som ikke er mindre enn vist i figur VIII-2.2.



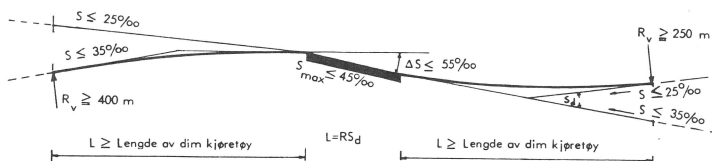
Figur VIII-2.2: Minste tillatte kurveradius i kryss ved ulike dimensjonerende fart og overhøyde



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

I retning mot primærvegens skulder skal sekundærvegen over en strekning som minst tilsvarer dimensjonerende kjøretøys lengde ha en stigningsgrad som ikke overskrider 25‰ fall eller 35‰ stigning. Normalt skal sekundærvegens lengdefall tilsluttes primærvegens tverrfall tangentielt med bruk av vertikalkurve. Dersom dette ikke lar seg gjøre, kan sekundærvegens tilslutning danne en knekk, som vist i figur VIII-2.3. I dette tilfelle bør forskjellen mellom primærvegens tverrfall og sekundærvegens lengdefall, Δs , ikke overskride 55‰. Vertikalkurven i høybrekk bør være stor nok til å sikre stoppsikt frem mot krysset. Kurven skal i alle tilfelle være minst 400 m. I lavbrekk skal vertikalkurven være minst 250 m.



Figur VIII-2.3: Krav til sekundærvegens vertikale linjeføring

2.1.4 Hjørneavrunding

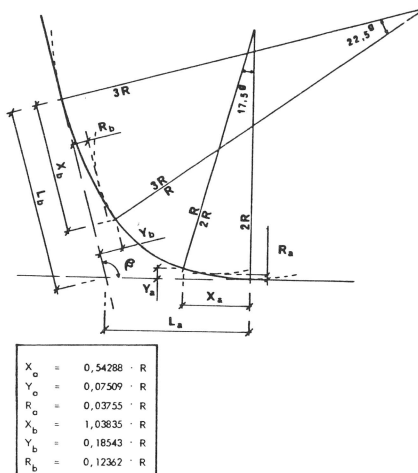
Avrundingen mellom kjørebane kantene til sekundærvegen og primærvegen kan utformes med enkel sirkelkurve eller med en kombinasjon av kurver som kan bestå av kombinasjonen $2 R - R - 3 R$, regnet i kjøreretningen. Valget av R bør i noen grad tilpasses kryssvinkelen α . Enkle sirkelkurver kan kun brukes i ukanaliserte kryss. I kanaliserte

Enkle sirkelkurver der $R < 20$ m bør normalt kun brukes i ukanaliserte kryss, med unntak av utforming i forbindelse med høyresvingfelt.

I kanaliserte kryss utføres hjørneavrundingen best med en kurvekombinasjon $2 R - R - 3 R$ ifølge figur VIII-2.4.



β (g)	L_a	L_b	β (g)	L_a	L_b
70	2,06116	2,42931	100	1,39506	1,72978
71	2,03098	2,39805	101	1,37890	1,71226
72	2,00148	2,36765	102	1,36301	1,69498
73	1,97275	2,33797	103	1,34738	1,67794
74	1,94474	2,30899	104	1,33200	1,66114
75	1,91740	2,28068	105	1,31688	1,64456
76	1,89071	2,25301	106	1,30199	1,62819
77	1,86466	2,22596	107	1,28734	1,61203
78	1,83920	2,19950	108	1,27292	1,59608
79	1,81432	2,17361	109	1,25872	1,58032
80	1,79000	2,14826	110	1,24473	1,56475
81	1,76622	2,12344	111	1,23096	1,54936
82	1,74295	2,09912	112	1,21740	1,53415
83	1,72019	2,07529	113	1,20403	1,51910
84	1,69790	2,05193	114	1,19087	1,50422
85	1,67608	2,02902	115	1,17789	1,48950
86	1,65470	2,00654	116	1,16511	1,47494
87	1,63376	1,98448	117	1,15251	1,46052
88	1,61324	1,96283	118	1,14008	1,44624
89	1,59312	1,94157	119	1,12784	1,43210
90	1,57340	1,92068	120	1,11576	1,41809
91	1,55405	1,90015	121	1,10386	1,40421
92	1,53596	1,87997	122	1,09212	1,39044
93	1,51843	1,86013	123	1,08054	1,37680
94	1,49814	1,84062	124	1,06913	1,36327
95	1,48019	1,82142	125	1,05787	1,34985
96	1,46256	1,80252	126	1,04677	1,33653
97	1,44524	1,78392	127	1,03581	1,32330
98	1,42822	1,76560	128	1,02501	1,31018
99	1,41150	1,74756	129	1,01436	1,29714
			130	1,00385	1,28419



Figur VIII-2.4: Konstruksjon og dimensjoneringsverdier for hjørneavrundning med kurvekombinasjon 2 R - R - 3 R. Tallverdiene er utregnet for R = 1 m.

2.1.5 Kjørefeltordning

I kryss med eksisterende eller beregnet stor trafikkbelastning bør det foretas kapasitetsberegning for bestemmelse av kjørefeltenes antall og disponering og nødvendig lengde for oppstilling av ventende kjøretøy. Normalt gjelder det at antall gjennomgående kjørefelt foran og gjennom krysset skal være det samme og at totalt antall felt etter krysset bør være minst like stort som gjennomgående felt i krysset. Ved bruk av flere felt i en retning, bør krysset normalt kanaliseres. Av hensyn til sikt bør det unngås å bruke flere felt på sekundærvegen i retning mot krysset dersom krysset ikke er signalregulert.



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

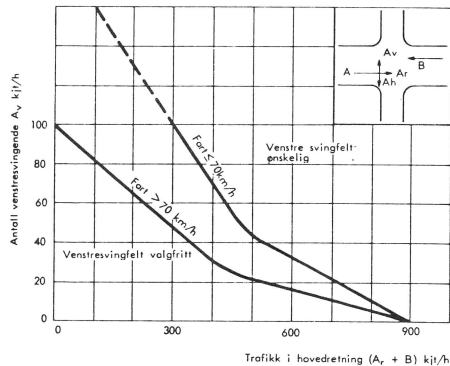
Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 5

Venstre- og høyresvingfelt benyttes dels til å oppnå retardasjon utenfor gjennomgående kjørefelt, dels som areal for kjøretøy som må vente på å svinge. Anlegg av svingfelt vil generelt bedre kapasiteten og kvalitetsnivået på avviklingen.

Venstresvingfelt anlegges normalt i primærvegen for å beskytte venstresvingende kjøretøy og for å unngå forsinkelser forårsaket av kjøretøy som venter på å svinge. Det bør anlegges ifølge kriteriene i figur VIII-2.5. Motor-B veier skal alltid ha eget kjørefelt for venstresvingende trafikk. Dersom det langs en vegstrekning er anlagt venstresvingfelt i noen kryss, bør det av hensyn til ensartethet/sikkerhet i utformingen anlegges i alle kryss på strekningen selv om trafikkmengdene ikke tilsier det. Dette er spesielt viktig på veier med høyt fartsnivå og høy utformingsstandard. I X-kryss behandles hver kjøretretning for seg. Dersom én retning krever venstresvingfelt, skal det anlegges for den andre også.



Figur VIII-2.5: Kriterier for bruk av venstre svingfelt på primærveg

Høyresvingfelt på primærvegen bør anlegges ifølge kriteriene i figur VIII-2.6, dersom ikke hensyn til standard og ensartethet er bestemmende for kryssutformingen.

Høyresvingfelt kan være parallellført eller kileformet. Parallellført felt er ønskelig dersom retardasjon før avsving er viktig eller det er behov for oppstilling av ventende kjøretøy.



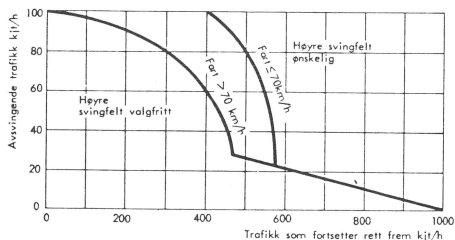
VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 6



Figur VIII-2.6: Bestemmelse av bruk av høyresvingfelt på primærveg

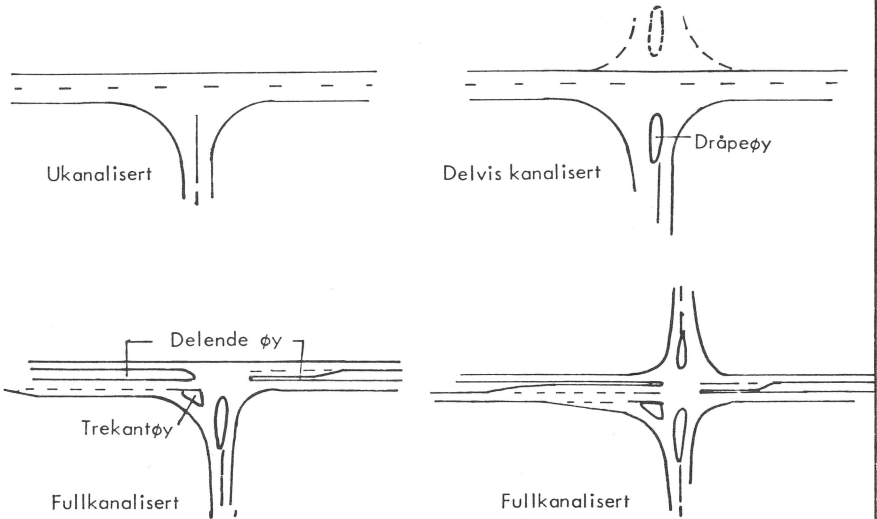
Akselerasjonsfelt skal normalt kun anvendes på flerfeltsveger eller i forbindelse med planskilte kryss.

2.1.6 Kanalisering

Kanalisering utføres ved hjelp av fysiske eller oppmerkede trafikkøyer og oppmerkede sperreområder (se Retningslinjer for vegoppmerking). Kanalisering anvendes vanligvis for ett eller flere av følgende formål:

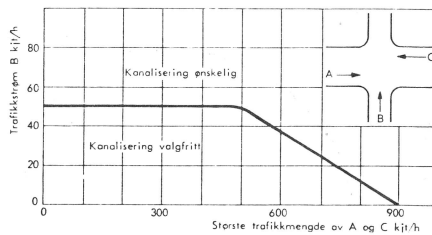
- For å adskille konfliktpunkter eller redusere konfliktområdetets størrelse
- For å kontrollere trafikkstrømmenes krysningsvinkel
- For å vise hvilken veg eller hvilke kjørefelt som er de primære
- For å beskytte gående og syklende og svingende eller kryssende kjøretøy
- For å oppnå fartsreduksjon.

Plankryss utføres enten ukanalisert, delvis kanalisert eller fullt kanalisert. Kanalisering utføres enten kun i sekundærvegen eller også både i primær- og sekundærvegen. Se figur VIII-2.7. Sekundærvegen skal alltid kanaliseres dersom primærvegen kanaliseres. Kanaliseringen i sekundærveg skal i alle tilfelle utføres med fysisk trafikkøye.



Figur VIII-2.7: Eksempler på kanaliseringsgrad

Delvis kanalisering bør utføres ifølge kriteriene i figur VIII-2.8. Det bør også utføres ved skjevinklede kryss eller når andre spesielle trafikkforhold tilsier det, uavhengig av trafikkmengder.



Figur VIII-2.8: Kriterier for bruk av kanalisering i sekundærveg

Fullt kanaliserte kryss bør anlegges i kryss med behov for venstresvingfelt. Dette er særlig viktig når primærvegen ligger i kurve. Ved bruk av fysiske øyer i primærvegen er det ønskelig at krysset er belyst, og



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

 Kapitel VIII
 Avsnitt 2
 Side nr. 8

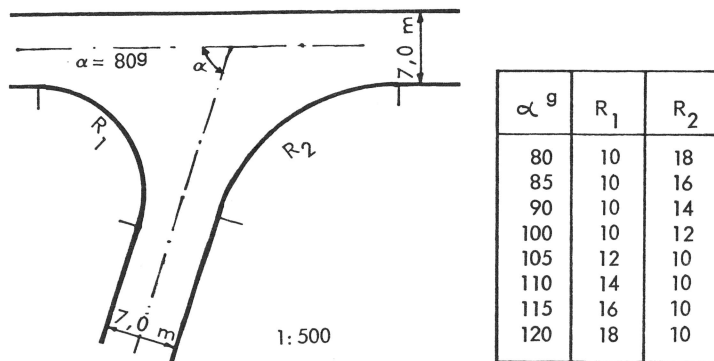
minstekravet er installasjon av særskilt belyste skilt på øysspissene. Når fartsnivået er > 70 km/h, er det ønskelig med oppmerket øy dersom ikke andre trafikkavviklingshensyn tilsier noe annet. Ved anlegg av høyresvingfelt i primærvegen bør det normalt brukes trekantøy for å lede trafikken.

Fysiske trafikkøyer skal brukes for beskyttelse av fotgjengere, skilt, lysmaster o.l. Spesielt bør det være fysisk trafikkøy til stede der gangfelt krysser mer enn to kjørefelt, slik at maksimalt to kjørefelt krysses av gangen.

2.2 UKANALISERTE KRYSS OG AVKJØRSLER

2.2.1 Ukanaliserte kryss

Kryss som dimensjoneres for typekjøretøy P bør samtidig ha fremkommelighet for typekjøretøy L etter kjøremåte B, se pkt VIII-2.1.1 når en viss mengde trafikk av større kjøretøy kan ventes. Innsvingende kjøretøy fra sekundær- til primærveg bør imidlertid i minst mulig grad komme over i kjørefelt for motgående primærvegtrafikk. Hjørneavrundinger utført med enkle sirkelkurver som vist i figur VIII-2.9, vil ivareta ovennevnte krav når skuldrene i kryssområdet utformes ifølge figur VIII-2.15.



Figur VIII-2.9: Utformingskrav for hjørneavrundning i ukanalisert kryss
Dimensjonerende kjøretøy P.



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

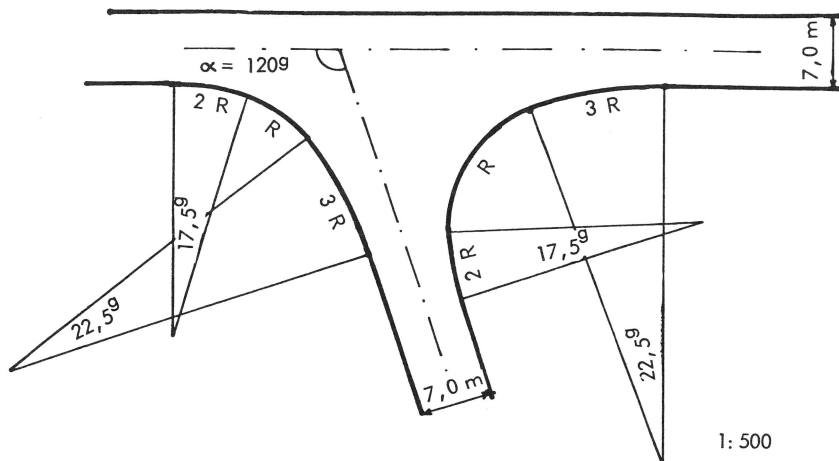
Kapitel VIII

Avsnitt 2

Side nr. 9

Dersom det dimensjoneres for typekjøretøy L eller SP, bør hjørneavrundningene utføres med tredelt sirkelkurve ifølge figur VIII-2.4, og radius bør være henholdsvis $R = 10$ m og $R = 12$ m. Figur VIII-2.10 viser en slik utforming.

2.2.2 Standardutforming av ukanalisert kryss



Figur VIII-2.10: Eksempel på utforming av ukanalisert kryss for dimensjonerende kjøretøy SP ($R = 12$ m)

2.2.3 Avkjørsler

De krav som stilles til avkjørslers utforming må samsvare med kravene til den offentlige vogs utforming. Avkjørsler utformes og dimensjoneres avhengig av terrengforhold og bruksforhold.

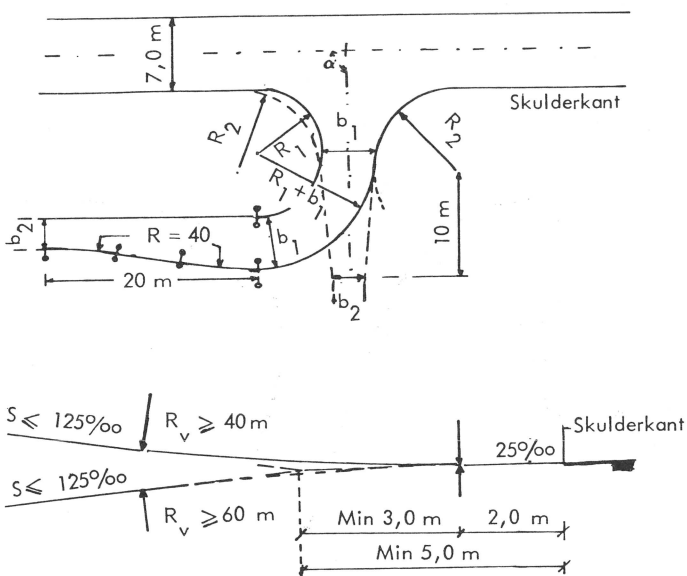
Vanlige avkjørselstyper ifølge bruksmåter er jordbruks-/skogbruksavkjørsel, bolig- og gårdsavkjørsel. I mange tilfeller kan det være blandet bruk. Dimensjonerende typekjøretøy varierer ifølge bruksmåten og normalt kan det følge dimensjonerende kjøremåte B, d v s at kjøretøyene f eks vil benytte hele vegbredden i avkjørselen. Ved større produksjonsenheter, hvor det er behov for adkomst med typekjøretøy SP, bør avkjørselen utformes som ukanalisert kryss ifølge figur VIII-2.9.



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Figur VIII-2.11 gir eksempler på hvilke minste dimensjoneringskrav som bør oppfylles ved utforming av avkjørsler.



Snitt gjennom avkjørselens midtlinje

Typekjøretøy	R_1	R_2	b_1	b_2	Type avkjørsel
P, T	3,5	5,0	4,0	3,0	Bolig, jordbruks-/skogbruk
P, T, (LL)	5,0	8,0	5,0	3,0	Gårdsavkjørsel, Boligområde
P, T, LL	6,0	8,0	5,0	3,0	Gårdsavkjørsel, Boligområde

(LL) Kjøretøyet benytter en del av motsatt kjørefelt ved innsving til avkjørsel.
Når kryssvinkel α er $90^\circ \leq \alpha \leq 110^\circ$, benyttes stiplet utforming

Figur VIII-2.11: Utforming av avkjørsler



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Kapitel VIII

Avsnitt 2

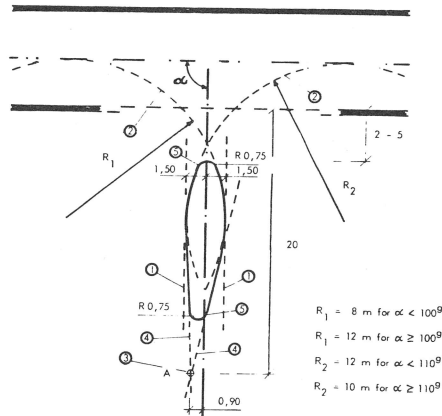
Side nr. 11

2.3 KANALISERING I SEKUNDÆRVEG

2.3.1 Konstruksjon av trafikkøy i delvis kanalisert kryss

Utførelsen av kanaliseringen i sekundærvegen avhenger av om det samtidig utføres kanalisering i primærvegen eller ikke og av krysningsvinkelen α .

Når det kanaliseres bare i sekundærvegen og krysningsvinkelen α ligger mellom 80° og 120° , skal konstruksjonen av trafikkøya (dråpeøy) foretas som vist på figur VIII-2.12. Når krysningsvinkelen faller utenfor dette området, skal konstruksjonen utføres som vist på figur VIII-2.13. Ved krysvinkel $> 120^{\circ}$ er det spesielt viktig å kontrollere at den optiske linjeføringen er god nok, se pkt VIII-2.4.5. Dråpeøya bør ved delvis kanalisering være 10-12 m lang og ca 3 m på det bredeste.



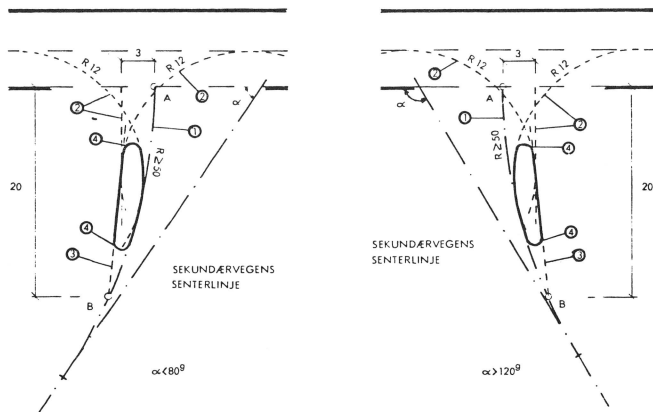
1. Konstruer en parallell hjelpelinje på hver side av sekundærvegens senterlinje i avstand 1,50 m.
2. Slå sirkelbuer med radius R_1 og R_2 som tangerer den ene hjelpelinjen og primærvegens senterlinje.
3. Bestem punkt A i avstand 20 m fra primærvegens kjørebane kant og 0,90 m til venstre for sekundærvegens senterlinje, sett mot primærvegen.
4. Trekk tangenter gjennom A til sirkelbuene med radius R_1 og R_2 .
5. Legg inn en sirkelkurve med $R = 0,75$ m mellom tangentene ved øyhodet lengst fra krysset og avrund øyhodet nærmest krysset med en sirkelbue på $R = 0,75$.

Figur VIII-2.12: Konstruksjon av trafikkøy ("dråpe") i sekundærveg ved delvis kanalisering ($80^{\circ} \leq \alpha \leq 120^{\circ}$)



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN



1. Sekundærvegens senterlinje bøyes av $R \geq 50$ m, slik at den trefør primærvegens kjørebane kant under rett vinkel, punkt A. I 4-armete kryss må senterlinjene i de fleste tilfellene flyttes omtrent en dråpebredde i forhold til hverandre for at dråpene skal bli liggende rett overfor hverandre.

2. Tegn en hjelpelinje vinkelrett på primærvegens senterlinje i 3 m's avstand til venstre ($\alpha < 80^\circ$) eller høyre ($\alpha > 120^\circ$) for punktet A.

Slå sirkelbuer med $R = 12$ m for innsvingende og avsvingende trafikk som skal tangere primærvegens senterlinje. Sirkelbuen for innsvingende trafikk ($\alpha < 80^\circ$) eller avsvingende trafikk ($\alpha > 120^\circ$) skal også tangere den avbøyde senterlinjen på sekundærveggen. Sirkelbuen for avsvingende trafikk ($\alpha < 80^\circ$) eller innsvingende trafikk ($\alpha > 120^\circ$) fra primærveggen skal tangere hjelpelinjen.

3. Tegn en rettlinj fra punkt B til tangeringspunktet med sirkelbuen for avsvingende trafikk ($\alpha < 80^\circ$) eller innsvingende trafikk ($\alpha > 120^\circ$).

4. Avrund øyhadene med sirkelbue $R = 0,75$ m.

Figur VIII -2.13: Konstruksjon av trafikkløp ("dråpe") ved delvis kanalisering
 a) $\alpha < 80^\circ$ og b) $\alpha > 120^\circ$

2.3.2 Konstruksjon av trafikkløp i fullkanalisert kryss

Ved kanalisering i både primærveg og sekundærveg bør dråpeøya være 8 - 25 m lang og inntil 4,00 m på det bredeste.

Konstruksjonen av dråpen foretas som vist på figur VIII-2.14 og krysningsvinkelen (α) må være $80^\circ \leq \alpha \leq 120^\circ$. Under vanskelige terengforhold kan dråpen konstrueres som angitt i punkt VIII-2.4.6.



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Kapitel VIII

Avsnitt 2

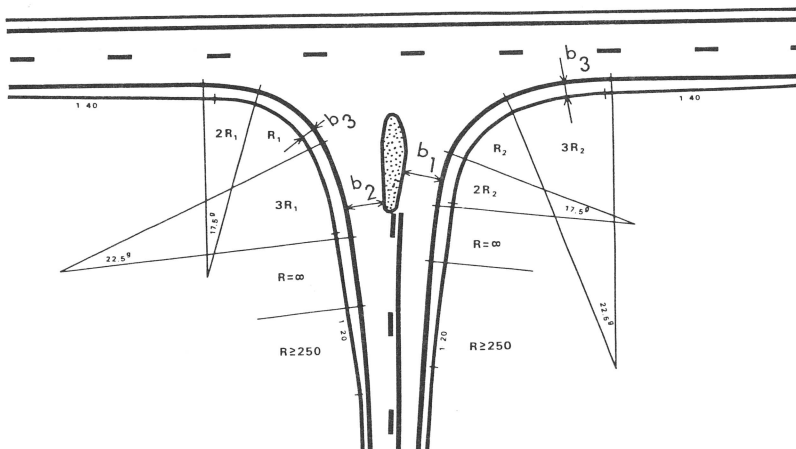
Side nr. 14

2.3.3 Utvidelse av sekundærveg

Ved anlegg av trafikkøy ("dråpe") kan utvidelsen av normalprofilen av sekundærvegen bygges opp av utvidelseskurver som tangerer sekundærvegens kjørebane kant. Ved en tilslutningsvinkel på $\alpha = 100^g$, kan benyttes $R \geq 250$ m. Utvidelsen kan også bygges opp som vist på figur VIII-2.15 ved hjelp av rettløse mellom kurvene.

Total bredde av kjørefelt og skulder bør alltid være stor nok til at største forventede kjøretøy kan komme gjennom krysset. På figur VIII-2.15 er det angitt de bredder som det må stilles krav til ved anlegg av dråpeøy. De normerte breddekrav er kvalitetsgraderte ifølge primærvegens klassifisering. De anviste breddene b_1 og b_2 er regnet fra kantstein på dråpeøya til kjørefeltkant og inkluderer eventuell oppmerking som bør ligge minst 0,25 m fra kantstein.

Skulderutjevningen kan utføres som vist med rettløse som heller 1:40 langs primærveg og 1:20 langs sekundærveg.



	Avkjørselsfri veg		Avkjørselsreg veg		Adkomstveg	
	Norm	Min	Norm	Min	Norm	Min
b_1	4,50	4,50	4,50	4,00	4,00	3,50
b_2	5,00	5,00	5,00	4,50	4,50	4,00
b_3	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	0,50

Figur VIII-2.15: Utvidelse av sekundærveg ved anlegg av "dråpe"

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN	Kapitel VIII Avsnitt 2 Side nr. 15

Dersom det kan forventes liten trafikk med tunge kjøretøyer, kan det for å kanalisere personbiltrafikken bedre og for å spare kryssareal være fordelaktig om summen av breddene b_1 og b_3 blir holdt til et minimum. Oppmerkingen bør i størst mulig grad utføres slik at personbiltrafikken blir kanalisert best mulig.

2.4 KANALISERING I PRIMÆRVEG

2.4.1 Venstresvingfelt/utvidelse av primærveg

Foruten å gi oppstillingsmulighet for svingende kjøretøy, bidrar også et svingfelt til at en del av retardasjonen før avsving kan utføres utenfor gjennomgående kjørefelt. Ved anlegg av venstresvingfelt bør vegen fortrinnsvis utvides til begge sider på rettstrekninger, og innover i kurver. Utvidelsen kan foretas med en kurvekombinasjon. Det må påsees at minimumskurvaturen tilpasses linjeføringen på vegen for øvrig, samt at det ikke oppstår uønskede kontrakurver.

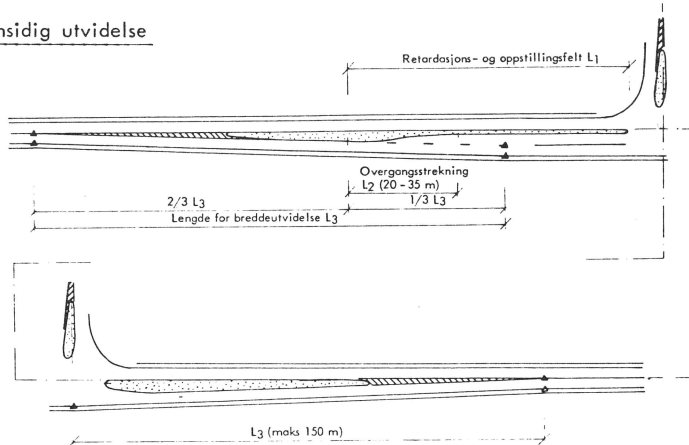
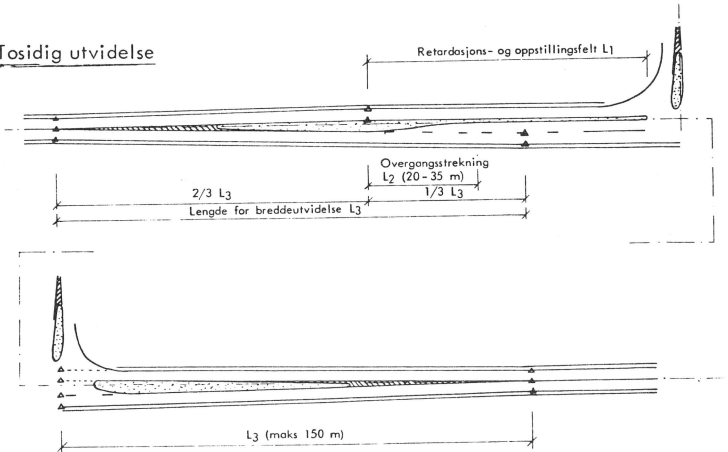
Konstruksjonsprinsippet for venstresvingfelt (ensidig/tosidig) og for breddeutvidelse er vist på figur VIII-2.16. Konstruksjonen viser kjørefeltkant når det benyttes oppmerket kanalisering, kantstein settes innenfor (se pkt 2.4.2). Breddeutvidelsen utføres lineært over lengden (L_3) som angitt i figur VIII-2.17. Overgangslengden for start av svingfelt kan varieres mellom 20 og 35 m. Utviklingen til full bredde av svingfeltet konstrueres som en avbøyd rettlinje i forhold til kjørebane kant og avsluttes med en sirkelbue i hver ende. Kurveradier på $R = 50-80$ m anbefales brukt.

Lengden (L_1) av svingfeltet er gitt ut fra vegens funksjon og fartsnivå. De angitte verdier av (L_1) i fig VIII-2.17 bør ansees som minsteverdier. Består den venstresvingende trafikken av mer enn 30% tunge kjøretøyer, bør lengden (L_1) økes med minst 20 m. I tilfeller hvor det kan antas at avsvingende kjøretøy får en vesentlig ventetid, må oppstillingsfeltets lengde dimensjoneres ut fra beregning av antall ventende kjøretøy.



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Ensidig utvidelseTosidig utvidelse

Figur VIII -2.16: Prinsippskisse for breddeutvidelse og anlegg av venstresvingfelt i primærveg



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Primær- vegens dimen- sjoner- ende fart V (km/h)	Total lengde av svingfelt L_1 (m)	Nødvendig lengde L_3 av breddeut- videlse d (m) ¹⁾					
		d=2,50	d=3,00	d=3,50	d=4,00	d=4,50	d=5,00
50	60	90	95	110	125	140	150
60	70	95	110	130	150	150	
70	80	110	130	150			
80	90	125	150				
90	110	140					
100	135	150					

1) d = breddeutvidelsen (m). Ved ensidig utvidelse er (d) lik bredden av venstresvingfeltet b pluss eventuell trafikkøy i primærvegen, mens ved lik utvidelse til begge sider er $d = b/2$.

Figur VIII -2.17: Dimensjoneringsverdier for total lengde av svingfelt (L_1) og av breddeutvidelse (L_3)

Gjennomgående kjørefelt skal normalt være 3,5 m brede eller ha minst samme bredde som på tilstøtende strekninger, men ikke mindre enn 3,25 m.

Venstre svingfeltet skal normalt være 3,5 m bredt, men bredden kan reduseres dersom dette er nødvendig for å få anlagt et svingfelt. Det er bedre med et svingfelt med redusert standard enn ikke noe svingfelt i det hele tatt. Minste bredde på svingfeltet skal imidlertid ikke underskride 2,75 m.



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Kapitel

VIII

Avsnitt

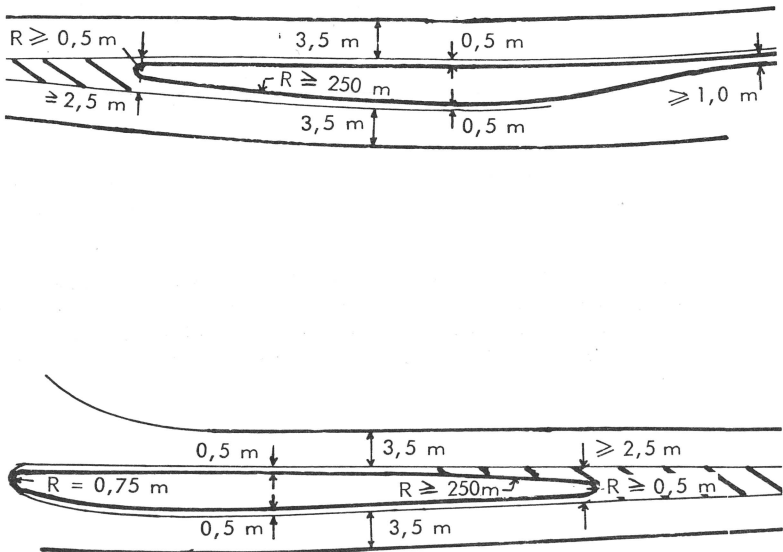
2

Side nr.

18

2.4.2 Anlegg av delende trafikkøy

Trafikkøy i primærvegen utføres enten fysisk med kantstein eller oppmerket på kjørebanelen. Bredden av fysisk trafikkøy langs venstresvingfelt bør normalt være 1,50 m og ikke mindre enn 1,00 m. I signalregulerte kryss hvor signalstolpe plasseres på trafikkøya, må bredden være 1,50 m og ved gangfelt minst 2,00 m. Konstruksjon av øyhode fremgår av figur VIII-2.18. Øyhodet avrundes med en sirkel R minst 0,50 m. Avstand fra kantstein til oppmerket kjørefeltkant for gjennomgående kjørefelt bør være minst 0,50 m. Kantlinjer for selve venstresvingfeltet kan legges umiddelbart inntil kantstein.



Figur VIII-2.18: Anlegg av delende trafikkøy



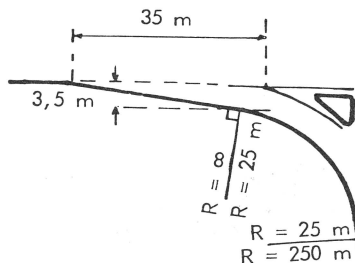
2.4.3 Høyresvingfelt

Høyresvingfelt skal anlegges ifølge kriteriene i figur VIII-2.6 og det kan være parallellført eller kileformet. Parallellført høyresvingfelt bør benyttes etter følgende kriterier:

- Når høyresvingende trafikk regelmessig må vente for gående og syklende og i signalregulerte kryss.
- Når antatt fartsnivå på primærvegen i krysset er > 70 km/h.
- Når det er nødvendig for å bedre markeringen av avkjøring til sekundærveg.
- Ved hank-kryss.

Høyresvingfelt anlegges normalt med trekantøy, som vist i figurene VIII-2.19 til -2.21. Kileformet svingfelt skal alltid ha trekantøy og utformes som vist i figur VIII-2.19 med overgangslengde på 35 m.

Parallellført svingfelt dimensjoneres vanligvis etter samme krav som venstresvingfelt og utformes som vist i figur VIII-2.20. Kantfjøringsradien bør normalt være 25 m, men kan unntaksvis reduseres til 15 m. Overgangstreknningen skal være 30 m og konstrueres med rettlinje og sirkelbuer med $R = 50 - 80$ m i hver ende. Dersom parallellført høyresvingfelt anlegges uten trekantøy, skal hjørneavrundingen utføres med tredelt sirkelkurve, som vist i figur VIII-2.4 og VIII-2.10.

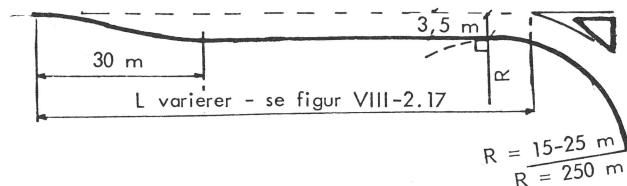


Figur VIII-2.19: Utforming av kileformet høyresvingfelt



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

 Kapitel VIII
 Avsnitt 2
 Side nr. 20


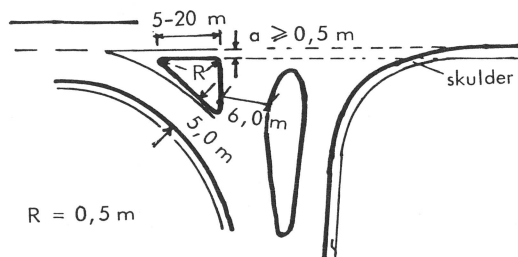
Figur VIII-2.20: Utforming av parallellformet høyresvingfelt

2.4.4 Dimensjonering av trekantøy

Normalt bør trekantøya være fysisk, men i noen tilfeller kan oppmerket øy være gunstigst p g a snørydding og redusert fare for påkjørsel. Om oppmerket øy skal brukes, bør vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Typiske dimensjoner ved anlegg av trekantøy er vist i figur VIII-2.21. En fysisk trekantøy må trekkes tilbake fra primærvegens kjørefeltkant med en avstand (a) minst lik skulderbredde og ikke mindre enn 0,5 m. dersom dimensjonerende fart (skiltet eller 85% fraktilen) ikke er større enn 70 km/h. For fart større enn 70 km/h skal $a = 1,00$ m.

Sidene på den fysiske trekantøya skal ikke være kortere enn 5,0 m og ikke lenger enn 20 m for å redusere konfliktrådet for høyresvingende og venstresvingende trafikk fra primærvegen. Hjørnene avrundes med $R = 0,50$ m.



Figur VIII-2.21: Dimensjonering ved anlegg av trekantøy

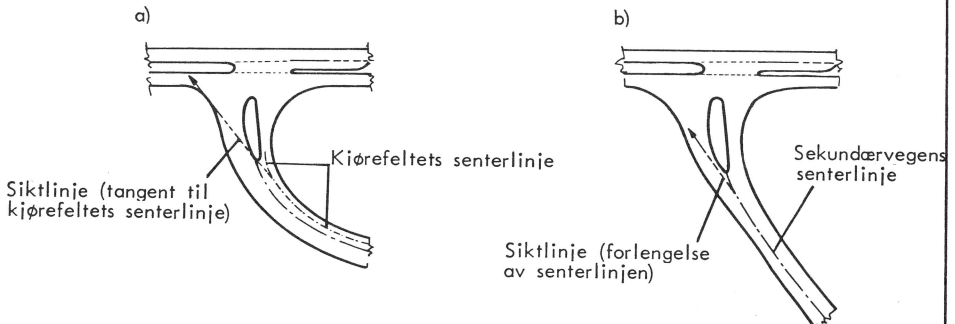
VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN	Kapitel VIII Avsnitt 2 Side nr. 21

Avstand mellom kantstein på trekantøy til nærmeste side av dråpeøy bør være minst 6,0 m. Avstand mellom kjørefeltkant i høyresvingfeltets hjørneavrunding og kantstein på trekantøy må være minst 5,0 m.

2.4.5 Kontroll av oversikten i et kanalisert kryss

Ligger sekundærvegen i høyrekurve, bør trafikkøya forlenges uavhengig av utformingen for å redusere faren for misforståelser (forbikjøring til venstre for dråpen). Faren for feilkjøring er særlig til stede ved små kurveradier. Kontrollen av trafikkøyas lengde kan foretas på følgende måte, se figur VIII-2.22 a - b.

- Ligger sekundærvegen i en kurve med stor radius, skal tangenten berøre eller skjære dråpens bakre kant, figur VIII-2.22 a.
- Hvis det blir en åpen sektor mellom tangenten og dråpens bakre kant, må dråpen forlenges.
- Avbøyes sekundærvegen i umiddelbar nærhet av krysset, skal tangenten treffe dråpen, figur VIII -2.22 b.

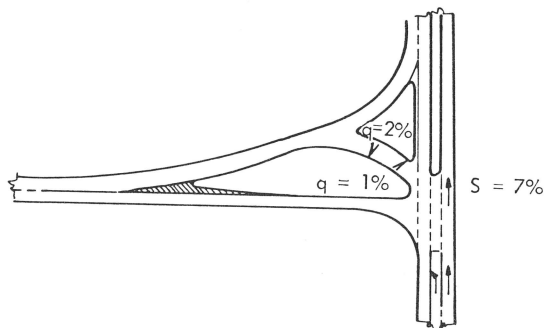


Figur VIII-2.22: Kontroll av oversikt i sekundærvegen mot krysset

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN	Kapitel VIII Avsnitt 2 Side nr. 22

2.4.6 Spesiell løsning i sterk stigning

Ved spesielt sterk stigning på primærvegen kan det oppstå store tverrfallsforskjeller for venstresvingende trafikk. Gjennom en bredere (og dermed lengre) trafikkøye etter figur VIII-2.23 kan det sørges for trinnvise tverrfallsoverganger.



Figur VIII-2.23: Utforming av "dråpe" ved ugunstig tverrfallsforhold

2.5 UTFORMING MED HENSYN TIL DE GÅENDE OG SYKLENDE

2.5.1 Generelt

Trafikksikkerhetsmessig er det fordelaktig å bygge planskilt kryssing av hovedvegen for de gående og syklende trafikantene. Imidlertid vil kostnadene og terrengmessige forhold medføre at det ofte må benyttes kryssing i plan. For å få en best mulig løsning, må det ved planleggingen av overgangsstedet i kryssområdet tas hensyn til blant annet:

- det tilstøtende gang- og sykkelvegssystem og lokaliseringen av aktivitetssentra
- siktforhold og synbarhet av overgangsstedet
- fartsnivå



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

- terrengforhold
- trafikkvolum, gående og kjørende
- vegbredde
- ulike trafikantgrupper

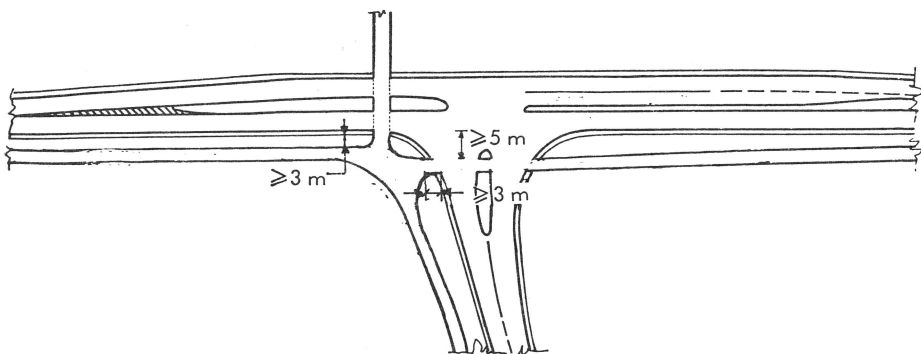
Det må legges vekt på at gang- og sykkelvegssystemet i kryssområdet virker attraktivt på trafikantene, slik at kryssing skjer ved overgangsstedene. Overgangsstedene må være slik plassert at de faller naturlig inn i gang- og sykkelvegssystemet, og ikke representerer en vesentlig omveg.

2.5.2 Plassering og utforming av overgangssted

Overgangsstedet i sekundærvegen bør trekkes minst 5,0 m vekk fra primærvegens gjennomgående kjørefeltkant for at svingende kjøretøy som stopper foran overgangsstedet skal kunne passeres av kjøretøy som skal rett frem. Dette vil også bidra til at trafikkstrømmenes kryssing kan foregå mest mulig rettvinklet.

I kanaliserte kryss bør kryssing av bilveg i alle tilfelle foregå over den bredeste delen av trafikkøyene.

Eksempel på plassering av overgangssted i et kanalisert T-kryss er vist på figur VIII-2.24.



Figur VIII-2.24: Eksempel på en gang-/sykkelwegs føring gjennom et kanalisert kryssområde

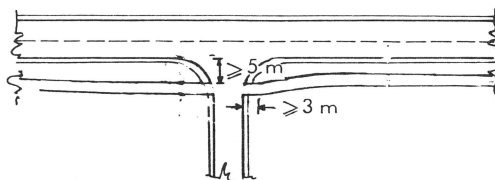


VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV KRYSS I PLAN

Kantstein i hjørneavrunding og på trafikkøyer skal alltid senkes i overgangsstedet. Foran overgangsstedet bør gang- og sykkelvegen være ført rettlinjert og tilnærmet vinkelrett på bilvegen i en viss lengde av minst 3 m.

Figur VIII-2.25 viser føringen av en gang-/sykkelveg gjennom et ukanalisert T-kryss.



Figur VIII-2.25: Eksempel på en sykkelwegs føring gjennom et ukanalisert kryss

2.5.3 Oppmerking av overgangssted

Overgangsstedet markeres ved hjelp av oppmerking på kjørebanelen og trafikkskilt. Oppmerking på kjørebanelen utføres i henhold til Vegdirektoratets "Retningslinjer for vegoppmerking". Skiltingen utføres i henhold til "TRAFIKKAVVIKLING", kapittel III-2.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS	Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 1

3.1 GENERELT

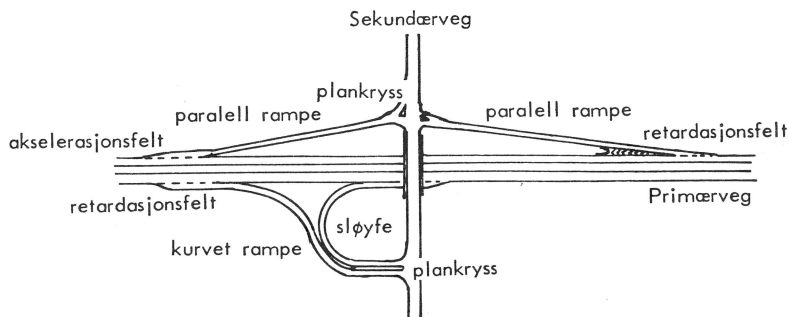
3.1.1 Krysselementer

Krysselementene er vist i figur VIII-3.1. Forbindelsene mellom de kryssende vegene består av ramper. Rampenes tilslutning til primærvegen kalles henholdsvis retardasjonsfelt og akselerasjonsfelt. Tilslutningen mellom ramper og sekundærveg utføres normalt som i plankryss.

3.1.2 Dimensjonerende fart

Dimensjonerende fart på primærvegen beholdes gjennom kryssområdet. Dimensjonerende fart på rampene brukes m h p horisontal linjeføring og siktkrav. Fremsatte krav til rampenes stigningsforhold er basert på kjøretøyenes yteevne i stigninger. Kurvede ramper og sløyfer bør dimensjoneres for lavere fart enn avkjøringsramper. Ramper i hankryss kan dimensjoneres for 30 km/h. Rette ramper kan dimensjoneres for 40 - 80 km/h.

Påkjøringsramper bør utformes slik at farten kan økes utover dimensjonerende fart før akselerasjonsfeltets begynnelse til minst 50 km/h. Deresom avkjøringsrampens horisontale kurvatur tillater høyt fartsnivå, bør vertikalkurvaturen dimensjoneres for minst 70 km/h.



Figur VIII-3.1: Skisse av krysselementer for planskilt kryss

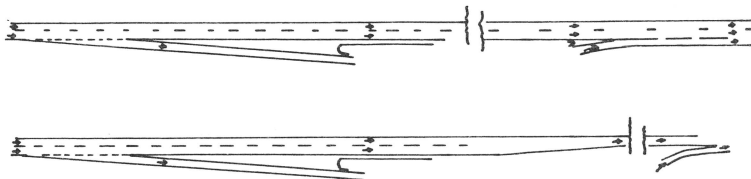
VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS	Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 2

3.2 PRIMÆRVEGENS UTFORMING I KRYSSOMRÅDET

3.2.1 Tverrprofil/antall kjørefelt

Tverrprofil for primærvegen på fri vegstrekning skal beholdes gjennom krysområdet. Generelt gjelder følgende retningslinjer for forandring av antall kjørefelt (se figur VIII-3.2):

- Antall gjennomgående kjørefelt bør beholdes gjennom krysområdet
- Kjørefelt skal ikke avsluttes ved å føre direkte ut til avkjøringsrampe
- Økning av antall felt på primærvegen etter påkjøringsrampe bør foretas ved å føre påkjøringsfeltet videre som eget kjørefelt



Figur VIII-3.2: Typiske løsninger ved økning og minskning av antall kjørefelt i et krysområde

3.2.2 Horisontal linjeføring

Primærvegen føres normalt gjennom krysområdet med samme standard for linjeføring som på fri vegstrekning. Minimumskravene til horisontal linjeføring der ramper tilsluttes primærvegen, er vist i figur VIII-3.3. Av hensyn til siktforholdene for større kjøretøy i akselerasjonsfeltet bør primærvegen ikke ha mindre radius i høyrekurver enn angitt i figuren. Av hensyn til kjøredynamikk bør overhøyden begrenses til 4 - 4,5% i krysområdet hvor av- og påkjøringsramper tilsluttes. Minste horisontalradius basert på dette kriteriet er også vist i figur VIII-3.3.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1977
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS	Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 3

Primærvegens dim fart km/h	70	80	90	100
Minste horisontalradius m h p sikt i høyrekurver			900	1200
Minste horisontalradius m h p kjøredynamikk	450	600	850	1100

Figur VIII-3.3: Minste tillatte horisontalradius ifølge krav til sikt eller kjøredynamikk .

3.2.3 Vertikal linjeføring

Ved akselerasjonsfelt er det spesielt viktig at primærvegen har så liten stigning som mulig for å gi de gunstigste forhold for akselererende kjøretøy. Tunge kjøretøy akselererer f.eks. meget dårlig i stigninger over 30‰ og tilsvarende grense for lette kjøretøy er 50‰. Primærvegens helning bør derfor dimensjoneres ut fra den av disse verdiene som er den kritiske i hvert tilfelle. Dersom større stigning ikke kan unngås, bør akselerasjonsfeltets lengde økes ifølge kriterier for krabbefelt (se VII-4.3). Primærvegens største tillatte stigningsgrad kan tillates når akselerasjonsfelt tilknyttes fallende retning, for retardasjonsfelt i stignende retning og unntaksvis i fallende retning.

Minste tillatte vertikalkurveradius for primærvegen ifølge pkt VII-4.2 er vist i figur VIII-3.4.

Primærvegens dim fart (km/h)	70	80	90	100
Minste tillatte vertikalradius	2500	3500	5500	9000

Figur VIII-3.4: Minste tillatte vertikalradius for primærveg

3.3 SEKUNDÆRVEGENS UTFORMING I KRYSSOMRÅDET

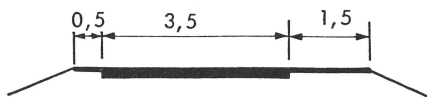
Sekundærvegen skal betraktes som primærveg i forhold til rampene. Den skal oppfylle de samme krav til utforming som primærveg gjennom kryss i plan. Se avsnitt 2.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS	Kapitel	VIII
		Avsnitt	3
		Side nr.	4

3.4 AV- OG PÅKJØRINGSRAMPER

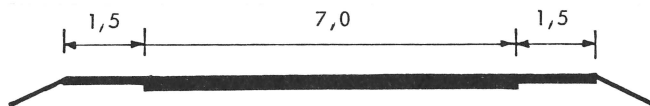
3.4.1 Tverrprofil

Ramper skal normalt ha ett kjørefelt. Utvidelse til to eller flere felt kan bli nødvendig ved tilslutning til sekundærveg av avviklingsmessige hensyn. Normal tverrprofil for ramper er vist i figur VIII-3.5.



Figur VIII-3.5: Normalt tverrprofil for 1-felts rampe (mål i m)

Hank-kryss består av tovegskjørte 2-felts ramper og skal normalt ha en tverrprofil som vist i figur VIII-3.6.



Figur VIII-3.6: Normalt tverrprofil for tovegs 2-felts rampe i hank-kryss (mål i m)

Ramper med kurveradius mindre enn 350 m bør ha breddeutvidelse som utføres ifølge figur VII-3.18.

3.4.2 Horizontal linjeføring

Linjeføringen på rampen før et akselerasjonsfelt og etter et retardsjonsfelt bør bestå av overgangskurver. Minste kurveradius velges i overensstemmelse med dimensjonerende fart som normalt bør variere mellom 40 - 60 km/h (se avsnitt VII-3.3 og VIII-3.1. Standardutforming for rampetilslutning til primærveg ved akselerasjons- og retardsjonsfelt er vist i figurene VIII-3.7 og -3.8. I de tilfeller der ramper tilknyttes primærvegen i venstre kurve, må det påseses at rampenes linjeføring ikke forstyrrer den optiske linjeføring for primærvegens gjennomgående kjørefelt.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS	Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 5

3.4.3 Vertikal linjeføring

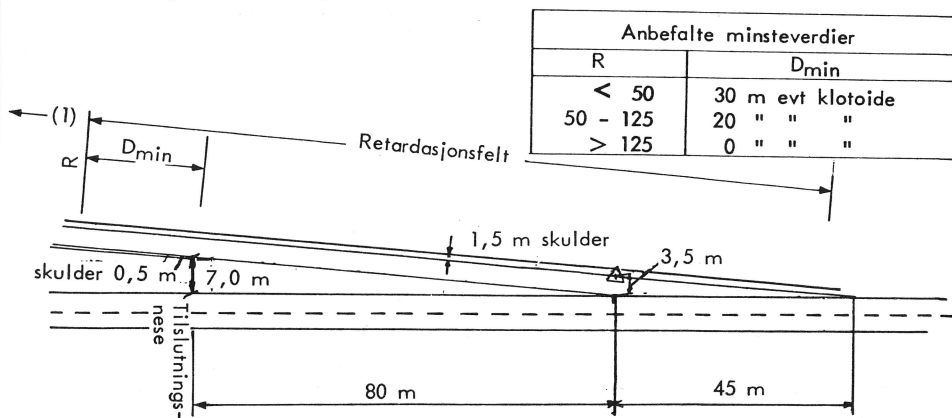
Valg av rampens vertikale linjeføring er til en viss grad avhengig av om det er en påkjørings- eller avkjøringsrampe og av primærvegens stigningsforhold, se pkt VIII-3.2.3. Påkjøringsramper med fall og avkjøringsramper med stigning kan i noen grad utformes med stigningsforhold større enn normalkravet for ramper.

Påkjøringsramper bør normalt ikke ha større stigning enn 60‰. Under vanskelige forhold kan stigningsgrad inntil 70‰ tillates. For påkjøringsramper med stor andel tunge kjøretøy bør stigningen begrenses til 40‰. Det skal benyttes vertikalkurver som sikrer stoppsikt for ulike verdier av dimensjonerende fart (se avsnitt VII-4.2).

3.5 UTFORMING AV RAMPETILSLUTNINGER

3.5.1 Avkjøringsrampe/retardasjonsfelt

Alle avkjøringer skal være til høyre for gjennomgående trafikk. Retardasjonsfelt bør plasseres på rettstrekning i størst mulig grad. Dersom plassering i kurve er nødvendig, skal retardasjonsfeltet følge kurvaturen til gjennomgående felt med omtrent samme radius som ytre kjørefelt for å få samme vinkelavvik som standardutformingen. Standardutformingen er vist i figur VIII-3.7.



Figur VIII-3.7: Standard utforming for avkjøringsrampens retardasjonsfelt

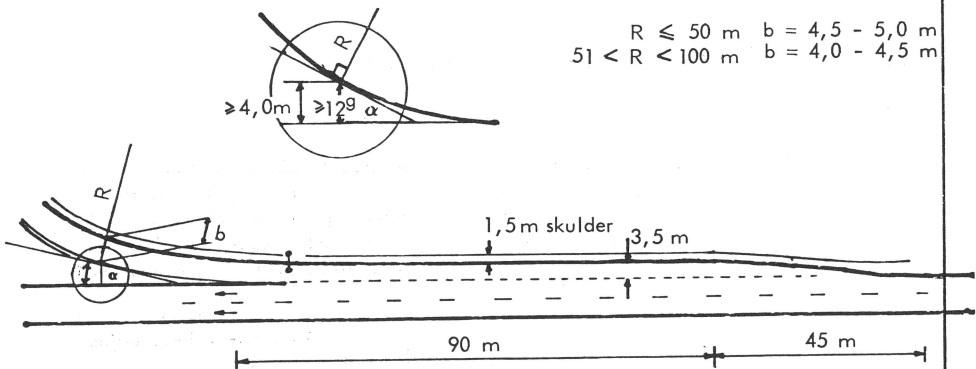


VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS

Parallellført retardsjonsfelt bør benyttes ved hank-kryss-utforming der feltet normalt kan ende i en forholdsvis skarp kurve, $R = 25$ m, se også pkt 2.4.3.

Det bør også vurderes å benytte parallellført retardsjonsfelt der stedlige forhold ligger bedre til rette for en slik utforming enn for direkteført felt og der rampegeometrien må utformes etter lav dimensjonerende fart. Anbefalt utforming av parallellført retardsjonsfelt er vist i figur VIII-3.8.



Figur VIII-3.8: Anbefalt utforming av parallellført retardsjonsfelt

3.5.2 Akselerasjonsfelt

All påkjøring skal være til høyre for gjennomgående trafikk. Akselerasjonsfelt utformes ifølge standardutformingen vist i figur VIII-3.9. Det er ønskelig at rampens dimensjonerende fart er minst 50 km/h ved tilslutningsnesen. Under gunstige forhold som f.eks. når akselerasjonsfeltet har fall, kan tilpasningslengden (175 m) reduseres om det av forskjellige grunner er behov for reduksjon. Minste verdi av denne lengden skal være 100 m. En slik reduksjon bør ikke foretas uten spesiell vurdering.



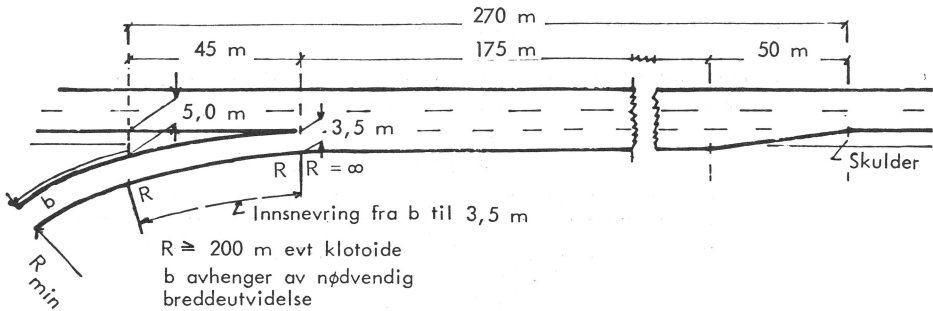
VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS

Kapitel VIII

Avsnitt 3

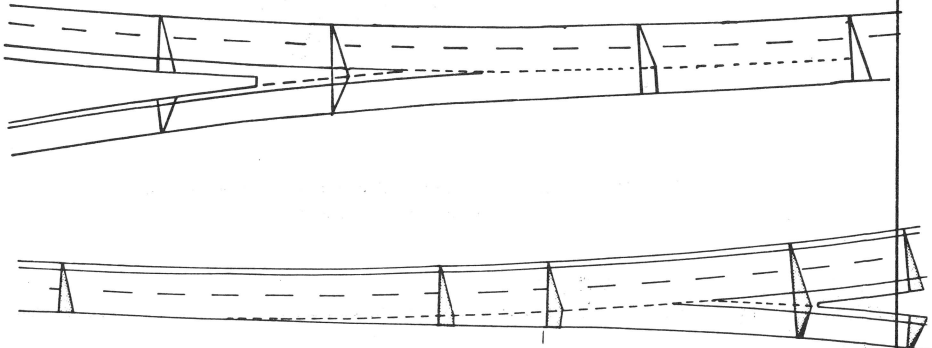
Side nr. 7



Figur VIII-3.9: Standard utforming av akselerasjonsfelt på vegtype A og B

3.5.3 Overhøydeutjevning

Figur VIII-3.10 gir et eksempel på en måte å utjevne overhøyde på i områder der retardsjons- og akselerasjonsfelt tilknyttes primærvegen. Av kjøredynamiske grunner bør forskjellen i tverrfall over kjørefeltkanten mellom gjennomgående felt og fartsendringsfeltet begrenses til 0,045.



----- stiplede linje viser asfaltkant

Figur VIII-3.10: Eksempel på overhøydeutjevning i kurve



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS

Kapitel

VIII

Avsnitt

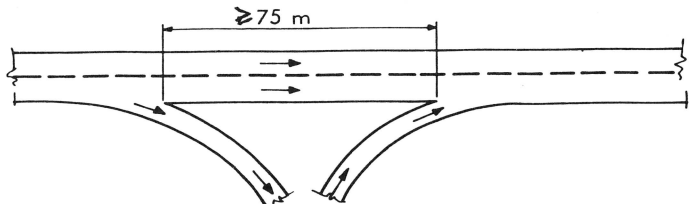
3

Side nr.

8

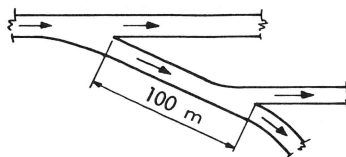
3.5.4 Avstand mellom rampetilslutninger

Avstand mellom rampene langs primærveg, der avkjøringsrampen kommer først, bør være minst 75 m, se figur VIII-3.11.



Figur VIII-3.11: Avstand mellom av- og påkjøringsrampe langs primærveg

Dersom det er oppsplitting av eller tilslutning til en rampe, bør avstanden mellom påfølgende ramper være minst 100 m, se figur VIII-3.12.



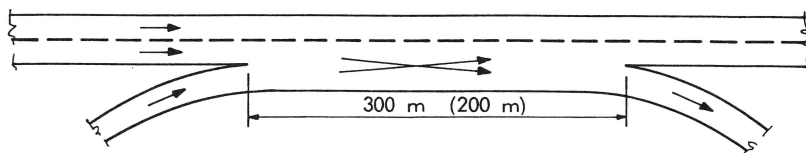
Figur VIII-3.12: Avstand mellom tilknytninger og forgreninger på ramper

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGKRYSS DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS	Kapitel VIII Avsnitt 3 Side nr. 9

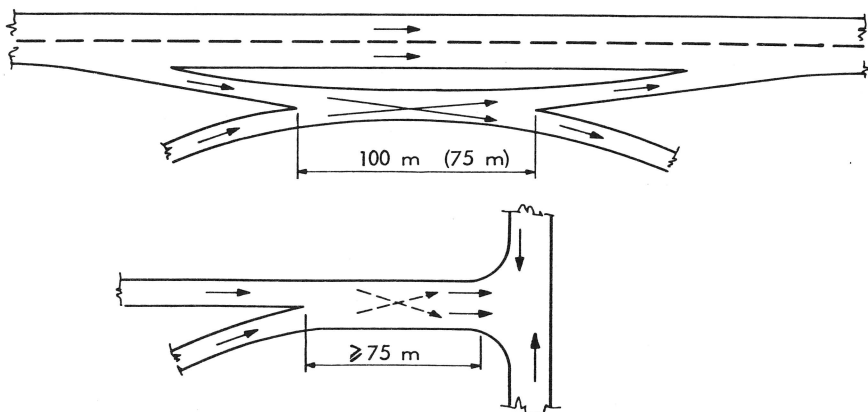
3.5.5 Vekslingsstrekning

Dersom påkjøringsrampen ligger før avkjøringsrampen, må avkjørende og påkjørende trafikk til en viss grad krysse kjørespor med hverandre mellom rampetilslutningene til primærvegen. Strekninger som innebærer slik kryssende trafikk, kalles vekslingsstrekninger. Anbefalte utforminger unngår slike løsninger, se figur VIII-1.9.

Minste anbefalte lengde av vekslingsstrekninger på primærveg, henholdsvis rampe, er vist i figur VIII-3.13 og VIII-3.14. Der to ramper kommer sammen før tilknytning til sekundærveg, bør avstanden være minst 75 m fra rampens tilknytningspunkt og vegkrysset. Tall i parentes angir dimensjoner som unntaksvis kan benyttes. Dersom store trafikkmengder kan forventes, bør vekslingsstrekningenes kapasitet kontrollberegnes.



Figur VIII-3.13: Vekslingsstrekning på primærveg



Figur VIII-3.14: Vekslingsstrekning på rampe

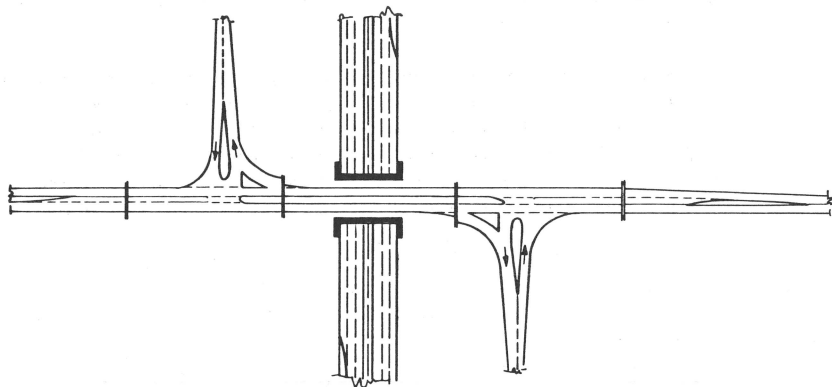


VEGKRYSS

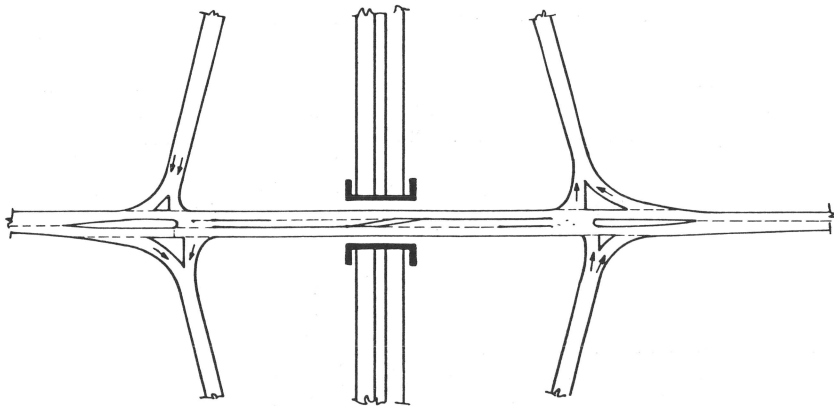
DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS

3.5.6 Tilslutning til sekundærveg

Tilslutning til sekundærveg bør utføres i henhold til regler som er fremsatt for detaljutforming for kryss i plan, pkt VIII-2.4. Typiske tilslutninger er vist i figur VIII-3.15 og VIII-3.16.



Figur VIII-3.15: Eksempel på tilslutning til sekundærveg ved $\frac{1}{2}$ -kløverblad-kryss.



Figur VIII-3.16: Eksempel på tilslutning til sekundærveg ved ruterkryss.



VEGKRYSS

DETALJUTFORMING AV PLANSKILTE KRYSS

Kapitel

VIII

Avsnitt

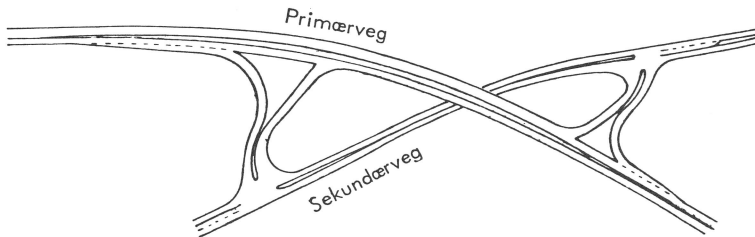
3

Side nr.

11

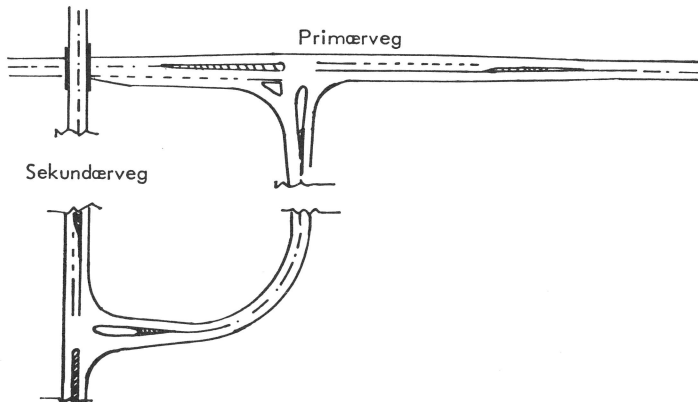
3.5.7 Hank-kryss

Hank-kryss er omtalt under pkt VIII-1.3.3. Typisk utforming av et hank-kryss med ramper i to kvadranter er vist i figur VIII-3.17. Tilslutningene til primærveg må utføres slik at feilkjøring ved primærvegen i størst mulig grad kan unngås. Dette kan bl a oppnås ved å benytte fysisk midtdeler som føres forbi høyresvingfeltene.



Figur VIII-3.17: Typisk utforming av hank-kryss med ramper i to kvadranter

Eksempel på utforming av hank-kryss med én rampe er vist i figur VIII-3.18. Tilslutningene til både primær- og sekundærveg utføres som normalt fullkanalisert T-kryss i plan. Svingfeltene dimensjoneres ifølge figur VIII-2.17 og høyresvingfeltet utføres med trekantøy ifølge figur VIII-2.21.



Figur VIII-3.18: Typisk utforming av hank-kryss med én rampe og oppmerket kanalisering i primærveg

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

Blank area for drawing or content.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGUTSTYR KANTSTEIN	Kapitel XI Avsnitt 1 Side nr. 1

1.1 GENERELT

Kantstein brukes av hensyn til bortledning av overvann, for å forenkle gaterenhold og for å avgrense vegarealer som ikke skal beferdes av den motoriserte trafikk.

Kantstein gis typebetegnelser etter om den er: avvisende eller ikke avvisende. Dersom kantstein skal brukes til å oppfylle alle disse krav samtidig, vil det ofte oppstå motstridende interesser mellom effektivt vegvedlikehold og trafikkikkerhet. En høy kantstein kan være mest effektiv m h t gaterenhold, mens samme kantstein kan være et farlig si-dehinder for trafikken. Kantstein bør derfor velges med utgangspunkt i hvilke trafikkmiljø den skal brukes.

1.1.1 Materialer

De vanligste kantsteinsmaterialer er betong og granitt.

Kantstein kan også utføres i asfalt. Slike kantstein bør kun brukes til provisoriske løsninger, da det lett oppstår brøyteskader. På grunn av sin mørke egenfarge må kantstein av asfalt males eller på annen måte overflatebehandles slik at den blir lettere synlig for trafikantene.

Krav til egenskaper og prøvingsmetoder for betong-kantstein er fastlagt i henholdsvis NS 3133 og NS 3134. Betongstein blir vesentlig billigere enn granittstein, og førstnevnte bør derfor brukes hvor det ikke stilles helt spesielle estetiske krav. Alminnelige bestemmelser for granitt-kantstein er fastlagt i NS 3006.

1.2 UTFORMING OG ANVENDELSE

For hver type er det angitt normalhøyder, som måles fra overkant veg-dekke ved kantsteinen til topp av kantstein. Kantsteinslengder under 0,90 m bør unngås.



VEGUTSTYR

KANTSTEIN

Kapitel

XI

Avsnitt

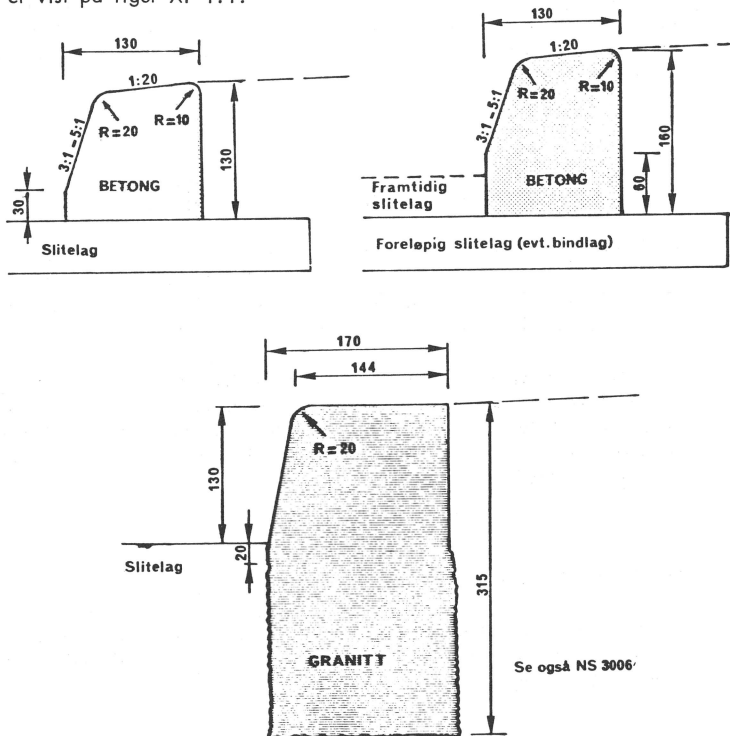
1

Side nr.

2

1.2.1 Avvisende kantstein

Avvisende kantstein er utformet med en rett eller tilnærmet rett kant (3:1 - 5:1) mot kjørebanelen. Avvisende kantstein skal normalt være 13 cm høy. På veier med mye trafikk eller på veier utført med foreløpig slitelag, kan kantstein være 16 cm høy, slik at hyppig kantsteinsjustering ved nyasfaltering kan unngås. Ellers kan 16 cm kantstein brukes der det ønskes bedre innspenning av steinen ved å sette den på bindlaget. Normalprofiler for avvisende kantstein i betong og granitt er vist på figur XI-1.1.



Figur XI-1.1: Utforming av avvisende kantstein i betong og granitt. Alle mål i mm.



VEGUTSTYR

KANTSTEIN

Kapitel XI

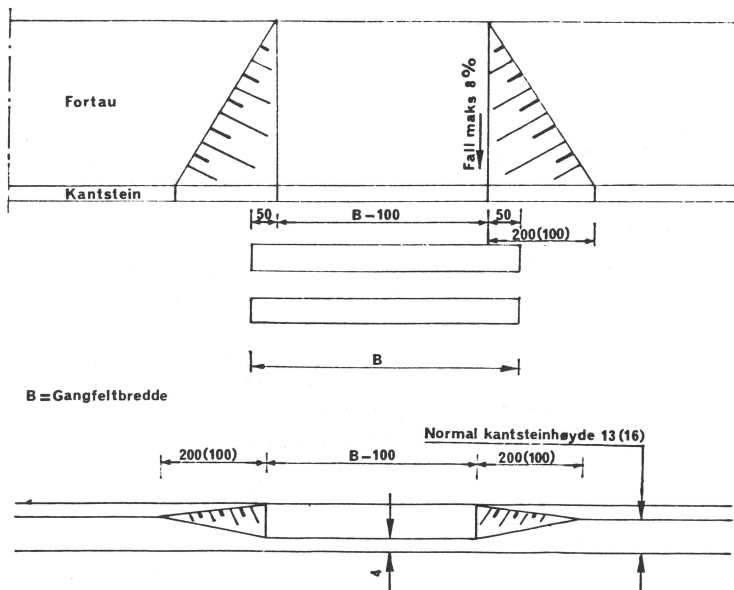
Avsnitt 1

Side nr. 3

Avvisende kantstein brukes normalt mot fortau eller andre arealer som ønskes beskyttet mot biltrafikken. Der fullstendig avvisning ønskes (for eks mot gang-/sykkelveg), skal rekkverk benyttes. Trafikkøyer og midtdelere på vegger med fartsnivå 50 km/h eller lavere kan, dersom trafikksikkerheten ikke krever vegrekkverk, også utformes med avvisende kantstein. Ellers brukes ikke-avvisende kantstein (avsnitt XI-1.2.2).

Ved gangfelt skal kantsteinshøyden reduseres til 4 cm. For kantstein langs fortau utjevnes høydeforskjellen ved å senke kantstein med fall maks 10%. For betong-kantstein brukes til dette vanligvis spesielle overgangsprofiler. Fortaets dekke utjevnes tilsvarende langs kantsteinen, mens den nødvendige utjevning på tvers av kantsteinen ikke skal ha større fall enn 8%. Ved gangfelt over trafikkøy eller midtdeler kan høydeforskjellen i forhold til kantsteinen på siden tas i ett sprang.

Eksempler på kantstein ved gangfelt er vist i figurene XI-1.2, XI-1.3 og XI-1.4.

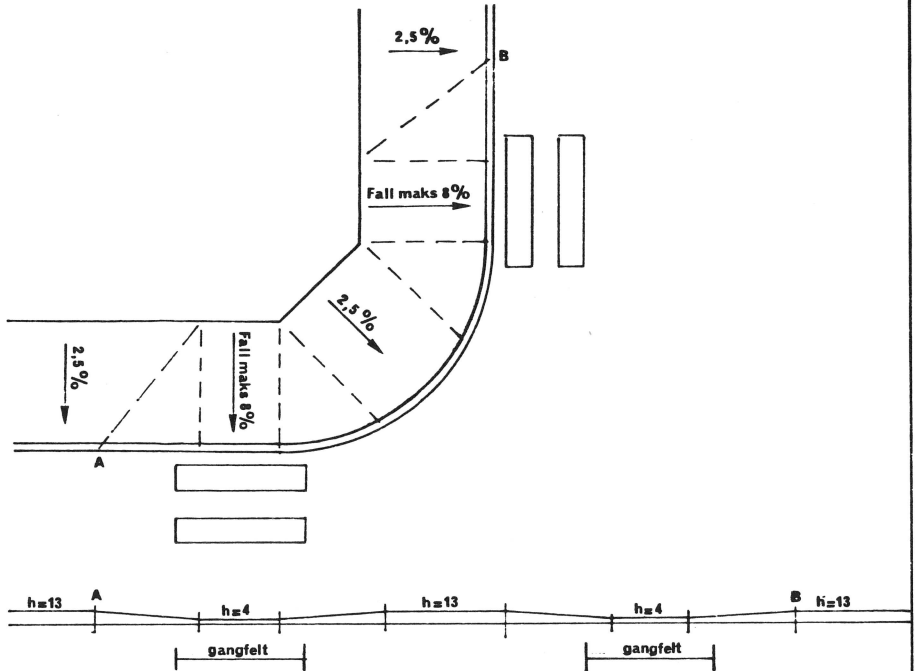


Figur XI-1.2: Eksempel på kantstein langs fortau ved gangfelt mellom kryss. Mål i cm.



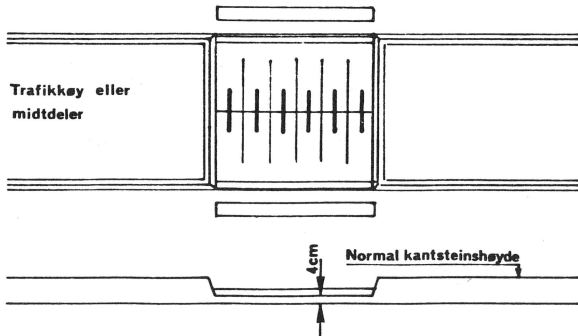
VEGUTSTYR

KANTSTEIN



Lengdeprofil over kantstein fra A-B

Figur XI-1.3: Eksempel på kantstein langs fortau ved gangfelt i vegkryss. Målt i cm.



Figur XI-1.4: Eksempel på kantstein ved gangfelt over trafikkø eller midtdeler. Mål i cm.



VEGUTSTYR

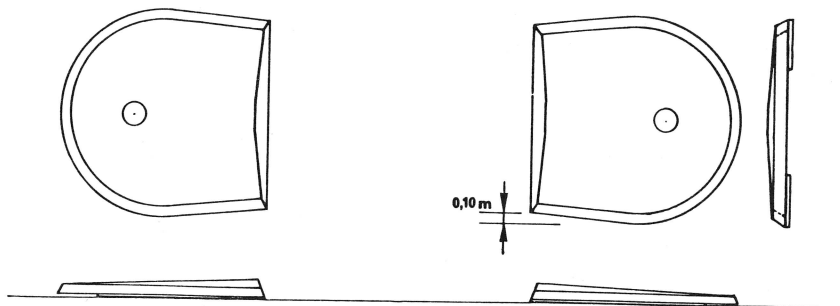
KANTSTEIN

Kapitel XI

Avsnitt 1

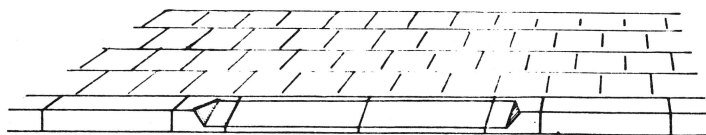
Side nr. 5

Trafikkøy ved gangfelt kan også bestå av 2 prefabrikerte elementer som plasseres på hver side av gangfeltet. Det blir således ingen høydeforskjell p g a kantstein. Et eksempel er vist i figur XI-1.5.



Figur XI-1.5: Prinsippskisse over prefabrikkert trafikkøy

Ved avkjørsler settes kantstein som beskrevet for kantstein ved gangfelt. Ved avkjørsler med liten trafikk kan imidlertid kantstein utformes med spesielle kantsteinsprofiler, slik at det blir unødvendig å tilpasse fortauets e l faste dekke. Kantsteinsutforming ved avkjørsel med liten trafikk er vist i figur XI-1.6 og kan ha høydeoppbygging, f eks 1:1.



Figur XI-1.6: Eksempel på kantstein ved avkjørsel med liten trafikk

Gang-/sykkelveger som er adskilt fra kjørebanelen med bare kantstein og/eller vegrekkverk bør normalt føres noen meter inn på kryssende veg og kryssingssted etableres der. Dette gjelder spesielt ved kryssing av retarda-sjons- eller akselerasjonsramper. Kantstein på kryssingsstedet senkes til 4 cm høyde over kjørebanelen på samme måte som vist i figur XI-1.3. På steder der det ikke er mulig å trekke sykkelvegen noen meter tilbake fra kryssområdet, avsluttes gang-/sykkelvegen som vist i figur XI-1.7.



VEGUTSTYR

KANTSTEIN

Kapitel

XI

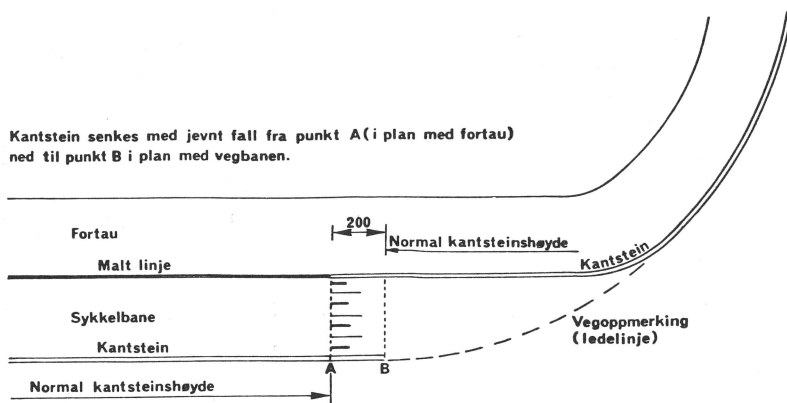
Avsnitt

1

Side nr.

6

Kantstein senkes med jevnt fall fra punkt A (i plan med fortau) ned til punkt B i plan med vegbanen.



Figur XI-1.7: Eksempel på kantsteinsføring i vegkryss der sykkelbane krysser sideveg i direkte tilknytning til krysset. Mål i cm.

1.2.2 Ikke avvisende kantstein

Ikke avvisende kantstein bør brukes der det ikke er nødvendig å bruke avvisende kantstein.

Der det anvendes vegrekkverk i midtlederen, bør kantstein unngås. Dersom kantstein allikevel må anvendes i kombinasjon med vegrekkverk, skal kantstein være av ikke avvisende type. I kapittel XI-2 er det gitt regler for rekkverkshøyde i forhold til kantsteinshøyde, avhengig av rekkverkets avstand til kantstein.

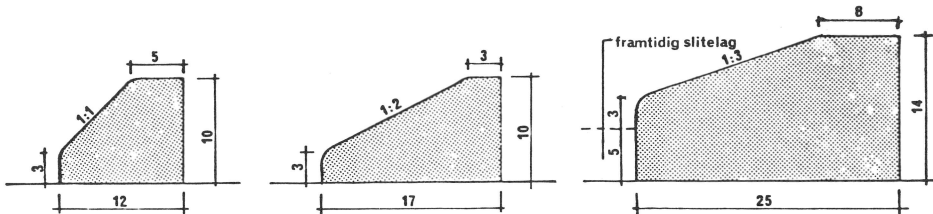
For at kantsteinen skal oppfylle den tilsiktede optiske leding, må den ha en utforming som forhindrer at føreren av et kolliderende kjøretøy mister kontroll over dette. Dette oppnås ved å gi kantsteinen en sterkt skrånende høydeoppbygging. Kantstein med høydeoppbygging 1:3 brukes på vegger med høyt fartsnivå eller mye trafikk. Ellers brukes høydeoppbygging 1:2 eller 1:1. Kantsteinshøyden bør ikke overstige 10 cm i forhold til kjørebanelen. Dersom vegen er utført med foreløpig slitelag, kan en totalhøyde på 13-14 cm aksepteres.



VEGUTSTYR

KANTSTEIN

Eksempler på utforming av ikke avvisende kantstein er vist i figur XI-1.8.



Figur XI-1.8: Eksempler på utforming av ikke avvisende kantstein. Mål i cm.

Avrunding av trafikkøyhoder e l skal skje med buet kantstein. Buens radius er avhengig av bredden på trafikkøy. Se avsnitt VIII-2.

1.3 KANTSTEINSETTING

Avstanden fra oppmerket kantlinje til nærmeste skrå eller vertikale kantsteinsflate skal være minst 0,25 m. Langs venstresvingfelt kan kantlinjen legges umiddelbart inntil kantsteinen. For trafikkøyhoder stilles spesielle avstandskrav som er omtalt i avsnitt VIII-2.

Vegens faste dekke skal forlenges til min 5 cm innenfor bakkant av kantstein som settes på asfalt. Kantstein av granitt settes i ca 3 cm magerbetong og støttes opp av betongskråninger som går opp til ca halve høyden av steinflaten. Granittstein spekkes med ca 1 cm bred fuge. Betongstein settes kant i kant uten spekking.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

Blank area for drawing or content.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGUTSTYR VEGREKKVERK	Kapitel XI Avsnitt 2 Side nr. 1

2.1 INNLEDNING

Vegrekkverk er ett blant mange tiltak som kan brukes for å redusere trafikkulykker og ulykkenes omfang. Før rekkverk settes opp, bør det foretas en samlet vurdering av hvilke tiltak som vil gi den beste effekten m h p reduserte ulykker pr investert krone.

Vegrekkverkets formål er å redusere antallet og skadeomfanget av eventuelle utforkjørings- og påkjøringsulykker. En hovedregel er at rekkverk kun må settes opp der det er farligere å kjøre utfor vegen enn å kjøre inn i rekkverket.

Vegrekkverket bør så langt det er mulig tilfredsstille følgende forhold:

- Et kjøretøy skal ved påkjørsel av rekkverket fanges opp av dette, slik at det ledes tilbake til kjørebanelen under en svært liten vinkel med kjøreretningen eller helst ledes langs rekkverket til kjøretøyet stopper.
- Rekkverket skal være oppsatt slik at fare for skade på personer i kjøretøyet som følge av retardsjoner m v under påkjørsel blir minst mulig og slik at skadene på kjøretøy og rekkverk får et begrenset omfang.
- Rekkverket må ikke settes opp slik at det gir villedende optisk linjeføring.
- Ved oppsetting av rekkverk i vegkryss, må det påsees at ikke sikten reduseres.

Kriteriene for oppsetting av vegrekkverk bygger på en vurdering av sannsynlig antall utforkjøringsulykker, samt konsekvensene ved eventuelle ulykker på det sted rekkverk vurderes oppsatt.

Rekkverk skal normalt ikke settes opp bare for å bedre den optiske linjeføring på steder der rekkverk ut fra kriteriene ikke er påkrevet. I slike tilfeller må andre tiltak som kantstolper, bakgrunnsoppmerking etc vurderes.

Et vegrekkverk er i seg selv et faremoment, og andre trafiksikkerhetsfremmende tiltak må vurderes først. Som alternative tiltak nevnes:

- Justering, eventuelt flytting av veglinje
- Utflating av fyllingskråningen
- Oppfylling av vegens sideområde

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGUTSTYR VEGREKKVERK	Kapitel XI Avsnitt 2 Side nr. 2

- Utvidelse av fjellskjæring, opplegg av ufarlig jordvoll mot fjellskjæring
- Lukking av grøft

Hvis alternative tiltak ikke kan gjennomføres eller er vesentlig dyrere enn vegrekkverk, bør vegrekkverk settes opp dersom kriteriene i avsnitt 2.2 er oppfylt.

2.2 KRITERIER FOR OPPSETTING

Enkelte faremomenter kan gi større risiko ved påkjørsel enn vegrekkverk. Disse er skråninger og vertikale fall (2.2.1), skjæringer (2.2.2), grøfter (2.2.3), vann (2.2.4) og udeformerbare og delvis deformerbare gjenstander (2.2.5).

Avgjørende for hvorvidt vegrekkverk bør settes opp, er den dimensjonerende horisontale avstand fra kjørebaneanten (evt kantlinjen) til det faremoment vegrekkverket skal beskytte trafikantene mot.. For skråninger og vertikale fall er også dimensjonerende høyde avgjørende. Dimensjonerende avstand og høyde må beregnes særskilt, som vist nedenfor.

Dimensjonerende skråningshøyde h regnes som høydeforskjell mellom kjørebaneant og nedenforliggende ufarlig terreng som er slakere enn 1 : 3. Som ufarlig terreng regnes areal med jevn overflate, uten større trær, stubber, steiner eller udeformerbare gjenstander innenfor dimensjonerende avstand l . Mindre partier med skråning slakere enn 1 : 3 kommer som fradrag i h .

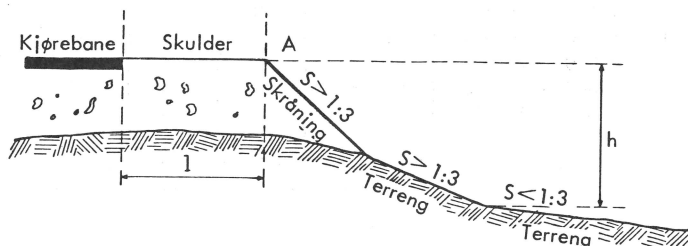
Dimensjonerende horisontal avstand l til et faremoment er avgjørende for hvor stor sannsynlighet det vil være for at et kjøretøy som kjører av vegen vil treffe et faremoment utenfor kjørebanen.



VEGUTSTYR

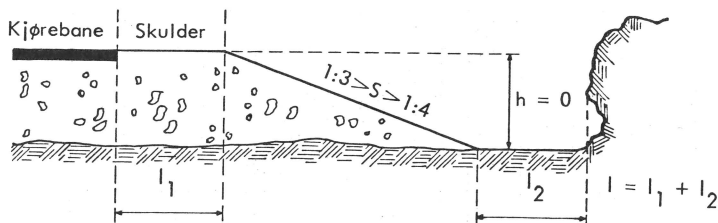
VEGREKKVERK

En skråning med fall brattere enn 1 : 3 gir stor fare for velt. I figur XI-2.1a er et eksempel på slik skråningsutforming vist. Faremomentet rekkverket skal beskytte trafikantene mot, ligger da ved A.



Figur XI-2.1a: Eksempel på fastsettelse av dimensjonerende skråningshøyde (h) og dimensjonerende horisontal avstand (l) når skråningen er 1:3 eller brattere

Har skråningen et fall brattere enn 1 : 4, men slakere enn 1 : 3, vil det være vanskelig eller umulig for føreren å gjenvinne kontrollen over kjøretøyet, d v s skråningen gir tvungen føring. En slik skråning krever kun rekkverk når det står andre faremomenter på skråningen eller i nærheten av denne, som vist i figur XI-2.1b.



Figur XI-2.1b: Eksempel på fastsettelse av dimensjonerende skråningshøyde (h) og dimensjonerende horisontal avstand (l)



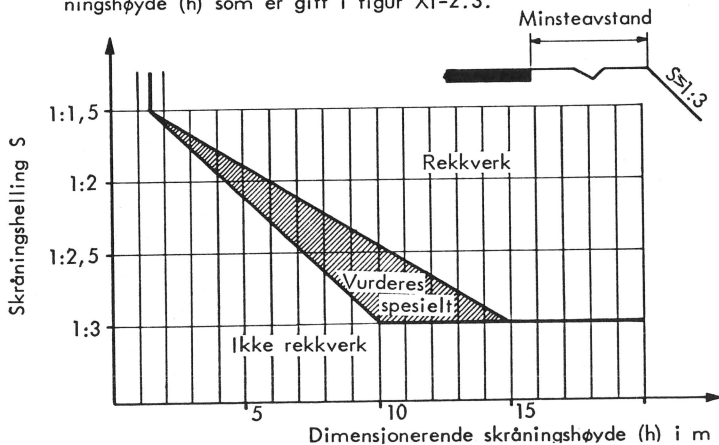
Rekkverk settes kun opp når den dimensjonerende horisontale avstand til faremomentet er mindre enn de verdier som er gitt i figur XI-2.2. Avstanden varierer her med kjørefart og trafikkmengde (ÅDT).

ÅDT	Vegklasse	Horisontal avstand til hinder (m)			
		50 km/h og lavere	60 km/h	70 og 80 km/h	90 km/h
Under 300	III	2	2	3	-
300 - 1 500	IIe	2	3	3	-
1 500 - 4 000	II d	3	3	4	-
4 000 - 8 000	II c	3	4	4	-
8 000 - 12 000	II b	4	4	5	6
12 000 - 25 000	I a, I b	4	5	5	6
Over 25 000		5	5	6	6

Figur XI-2.2: Største avstand (l) der rekkverk er påkrevd ved fartsgrensene 50 - 90 km/h

2.2.1 Vertikale fall og skråninger

Vegrekkverk er aktuelt ved vertikale fall og på skråninger med fall lik 1:3 eller brattere. Rekkverk settes kun opp når avstanden mellom kjørebane kant og skråningstopp er mindre enn som vist i figur XI-2.2. Minsteavstanden økes med 2 m på steder der $R \leq 1,5 R_{\min}$, og ellers der risikoen for utforkjøring er stor. I tillegg kommer de krav til skråningshøyde (h) som er gitt i figur XI-2.3.



Figur XI-2.3: Rekkverkbehovets avhengighet av skråningshelling (s) og -høyde (h)

I det skraverte området må rekkverksbehovet vurderes spesielt. Faktorer av interesse er kjørefart, trafikkmengde, typen masser som ligger under skråningen, om skråningen er lagt opp av store stener el og klimaforhold.



VEGUTSTYR

VEGREKKVERK

Kapitel XI

Avsnitt 2

Side nr. 5

Der skråningen er brattere enn 1:1,5, må den høyde som krever rekkverk vurderes spesielt. Ofte vil murer som er en meter høye kunne kreve rekkverk.

2.2.2 Skjæringer

Jordskjæring er normalt ikke farligere enn vegrekkverk.

Fjellskjæring med utstikkende partier 50 cm eller mer vil forårsake sterke retardasjoner ved en påkjørsel. Her skal normalt de utstikkende partier sprenges bort. Dersom dette er kostbart, kan rekkverk settes opp på veger bygget etter klasse I, IIb og IIc når dimensjonerende avstand er mindre enn som vist i figur XI-2.2. Minsteavstand økes med 2 m på steder der $R \leq 1,5 R_{\min}$ og ellers der risikoen for utforkjøring er stor.

2.2.3 Grøfter

Grøfter i jord regnes normalt som mindre farlige enn et vegrekkverk. Dype og sterkt skrånende grøfter kan imidlertid være farligere enn vegrekkverk. Dersom det i eller over grøften er gjenstander eller annet som vil virke sterkt retarderende på et kjøretøy, f eks betongrør, bruer, stolper, større steiner etc, vil rekkverk kunne være berettiget etter kravene for helt udeformerbare gjenstander.

Grøfter i fjell, der fjellskjæringen utgjør grøftens bakkant, behandles som under pkt 2.2.2.

2.2.4 Vann ved fyllingsfoten

Vann regnes som farlig dersom kjøretøyet uten å velte vil kunne havne på et dyp som overstiger 1,0 m der bilen kan falle ned (eller dybde 0,5 m der det er fare for velt). Dersom hellingen er 1:3 eller brattere, er det fare for velt. Elver med sterk strøm, som vil kunne føre kjøretøyet eller passasjerer med seg, vil også kunne betinge vegrekkverk. Rekkverk settes kun opp når den dimensjonerende horisontale avstand l mellom vannet og kjørebaneanten, slik den er angitt målt under punkt 2.2 og på figur XI-2.1b er mindre enn som vist i figur XI-2.2. Minsteavstand økes med 2 m på steder der $R \leq 1,5 R_{\min}$ og ellers der risikoen for utforkjøring er stor.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGUTSTYR VEGREKKVERK	Kapitel XI Avsnitt 2 Side nr. 6

2.2.5 Udeformerbare og delvis deformerbare gjenstander

Udeformerbare og delvis deformerbare gjenstander kan inndeles i to kategorier:

- de som normalt krever rekkverk og de som krever rekkverk i spesielle tilfeller

Følgende udeformerbare gjenstander krever normalt rekkverk, dersom avstanden (l) slik den er angitt målt under punkt 2.2 (figur XI-2.1 a og b) er mindre enn angitt i figur XI-2.2.

- brupillarer
- landkar
- vingemurer
- støyskjermer med utstikkende partier
- store fagverksstolper (høyspent etc)
- portalfot / tunnelmunninger

Ved delvis deformerbare gjenstander kan det settes opp rekkverk dersom gjenstandene står slik plassert at de kan være særlig utsatt for påkjørsel, selv der rekkverk etter figur XI-2.2 ikke er berettiget. Dette kan være overraskende eller spesielt skarpe kurver ($R \leq 1,5 R_{\min}$), steder med klimatiske forhold som kan skape overraskende glatt veg etc. Der det er mulig, bør gjenstandene fjernes innen et belte langs vegen som gitt i figur XI-2.2, eller erstattes med mindre farlige gjenstander, f. eks ettergivende lysmaster.

Følgende gjenstander krever rekkverk i spesielle tilfeller:

- store eller jordfaste steiner med høyde over 20 cm, og en form som vil stoppe et kjøretøy brått
- fundamenter for lyktestolper og skilt med høyde over 20 cm
- stubber med høyde over 20 cm
- trær og trestolper med diameter over 15 cm målt 40 cm over bakken, og stålrørstolper med diameter over 10 cm

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1978
	VEGUTSTYR VEGREKKVERK	Kapitel	XI
		Avsnitt	2
		Side nr.	7

2.2.6 Midtdelere

Dersom det befinner seg udeformerbare gjenstander på midtdeleren, skal rekkverket settes opp etter samme krav som i figur XI-2.2.

På smale midtdelere kan rekkverk være aktuelt for å hindre kjøretøy i å komme over i kjørebane med motsatt rettet trafikk. Risikoen for å krysse midtdeleren er avhengig av midtdelerens bredde, tverrfall og av trafikkmengde.

Rekkverk settes da opp når dimensjonerende avstand til kjørebaneanten for motsatt rettet trafikk som målt på figur XI-2.1, er mindre enn 6 m når kjørefarten er 70 km/t eller høyere og når bredden er under 4 m når kjørefarten er 60 km/t eller lavere.

2.2.7 Andre rekkverksbehov

Vegrekkverk kan også settes for å skjerme andre trafikkareal mot utforkjørende kjøretøyer, f eks ved gang- og sykkelveger, eller for å hindre kjøretøy i å kolliderer med jernbane, forstadsbane. Mot jernbane, forstadsbane eller på steder hvor det kan medføre spesielle farer ved utbøying av rekkverket, bør det anvendes betongrekkverk eller et stivere rekkverk enn de øvrige som er gitt i figur XI-2.4.

Der brekkverk går over til vanlig rekkverk, trengs en spesiell overgangssone. Dette blir beskrevet i Bruhåndboka.

2.3 REKKVERKSTYPER

Et vegrekkverk karakteriseres av den utbøying det gir ved en påkjørsel. Et stålrekkverk vil normalt gi mindre skade på personer og kjøretøy jo større utbøying det gir.

Ved valg av rekkverkstype må det tas hensyn til følgende forhold:

- tilgjengelig rom for utbøying mellom rekkverk og faremoment (utbøyingsrom)
- fartsgrensen på stedet (evt kjørefarten)

Der det er mulig bør rekkverk som gir stor utbøying brukes.

Rekkverket kan være enkelt eller tosidig etter behov.

De aktuelle rekkverkstyper er gitt i figur XI-2.4. Høyden fra kjørebanen til overkant av skinnen skal normalt være 75 cm.



VEGUTSTYR

VEGREKKVERK

Type	Betong	Stivt *	Mykt forspent **	Mykt	Firkantpr
Stolpe: Stål		INPE 100	INPE 80	INPE 80	INPE 80
Tre		J 148x148 eller Ø 130	J 73x148 eller Ø 98	J 73x148 eller Ø 98	
Stolpeavstand i meter		Dobbelt 4 2 Enkelt 4 2	Dobbelt 4 2 Enkelt 4 2	Dobbelt 2 Enkelt 2	2
Dimensjonerende utbøyning i meter ved:					
50/60 km/h	0	0,4 0,2 0,5 0,3	0,4 0,3 0,6 0,4	0,6 0,7	0,2
70/80 km/h	0	0,5 0,3 0,7 0,4	0,5 0,4 0,9 0,5	0,9 1,0	0,3
90 km/h	0	0,7 0,5 0,6	0,7 0,5 1,2 0,8	1,5 1,6	0,4

* Stivt rekkverk utblokkes når kjørebanelen er bredere enn 6 m
 ** I kurver endres stolpeavstanden slik: $R \geq 150 \text{ m } c/c = 4 \text{ m}$, $150 \text{ m} > R > 25 \text{ m } c/c = 2 \text{ m}$,
 $R < 25 \text{ m } c/c = 1 \text{ m}$
 *** Dimensjonerende utbøyning regnes fra innerkant rekkverkstolpe til innerkant føremoment (eller til og med avrundet skråningstopp)

Figur XI-2.4: Rekkverkstyper

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	VEGUTSTYR VEGREKKVERK	Kapitel XI Avsnitt 2 Side nr. 9

Betongrekkverk skal være utformet med New Jersey eller annet godkjent profil som har vist seg å være tilfredsstillende. Der kjørefarten er 60 km/h eller lavere, skal høyden minst være 65 cm. Der kjørefarten er høyere, skal høyden minst være 80 cm. Betongrekkverk brukes der det er lite utbøyingsrom, på smale midtdele, foran råsprenge fjellvegger, som nedre del av forstøtningsmur, på forstøtningsmur eller langs strekninger med liten plass til rekkverk. Betongrekkverket reduserer sikten og bør ikke brukes ved avkjørsler.

Rekkverk med firkantrør har normalt en høyde på 75 cm og brukes der det er lite rom til rekkverk, f eks på smale midtdele.

2.3.1 Rekkverk mot gang- og sykkelveger

Vegrekkverk kan brukes som skille mellom motortrafikk og gang- og sykkeltrafikk, f eks der det ikke er mulig å etablere en tilstrekkelig bred trafikkdele mellom en gang- og sykkelveg og bilvegen. Kriterier for når vegrekkverk skal brukes mellom kjøreveg og gang-sykkelveg er gitt i Gatennormalenes kapittel VI.

De anbefalte typer i figur XI-2.4 er da anvendbare, med visse modifikasjoner.

Betongrekkverk kan uten videre benyttes.

For gang- og sykkeltrafikken vil rekkverkstolpene være et problem. Sykkelpedalen vil lett komme inn i stolpen, og for gående vil stålsto- penes skarpe kanter kunne skade fotgjengeren, klær, vesker etc. Det bør derfor monteres en rekkverksskinne, plank el l mot de gående og syklende som beskyttelse.

Rekkverk med firkantrør kan også benyttes, men en forutsetning er da at profilen er minst 2,5 cm bredere enn stolpen på hver side.

Frittstående gjerde skal være ca 110 cm høyt. Der de gående ikke skal kunne forsere rekkverket, bør det utstyres med nettinggjerde eller lignende, slik at høyden over rekkverket blir ca 100 cm. Enklere rekkverkstyper kan benyttes der formålet er å hindre gående og syklende i å komme ut på kjørebane.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1978
	VEGUTSTYR VEGREKKVERK	Kapitel	XI
		Avsnitt	2
		Side nr.	10

2.4 PLASSERING OG LENGDE

2.4.1 Plassering

Et vegrekkverk skal normalt plasseres minst 50 cm fra kjørebaneanten. Enkeltsideg vegrekkverk på vegens ytterside plasseres slik at vegrekkverkets forkant flukter med eller kommer utenfor skulderens ytterkant. I spesielle tilfeller kan rekkverket plasseres nærmere enn de angitte 50 cm, f eks for å oppnå tilstrekkelig innspenning av rekkverkstolpen på en fylling.

Det skal være minst 40 cm fra bakkant stolpe til skråningskanten der denne er 1 : 3 eller brattere. Der denne avstanden av praktiske årsaker må være mindre, må rekkverket avstives.

Nødvendig utbøyingssrom, d v s avstand mellom rekkverk og faremoment, er avhengig av rekkverktypen, som vist i figur XI-2.5.

Høy kantstein foran vegrekkverket bør unngås fordi det kan forårsake at kjøretøyet kastes opp i og over rekkverket. (Se for øvrig Gatennormalene, kap XII.)

Dobbeltsideg rekkverk i midtdeleer plasseres normalt sentrisk. Unntak kan gjøres dersom sentrisk plassering medfører omfattende flytting av kabler, drensledninger etc. Det må påsees at avstanden fra rekkverket til kanten av nærmeste kjørebane med motsatt rettet trafikk ikke er mindre enn kravet til utbøyingssrom tilsier.

På skrå midtdeleer med høydeforskjell over 30 cm mellom de motsatt rettede kjørebaneer, skal et midtplassert, dobbelt rekkverk enten deles i to enkle, eller det dobbelte føres opp mot den høyest plasserte kjørebane, som vist i figur XI-2.6.

Ved hindringer i midtdeleer, som brupillarer, farlige master og stolper etc, skal dobbelt midtdeleerrekkeverk splittes opp i to enkle vegrekkverk. Kravene til nødvendig utbøyingssrom er her meget viktig. Når det i en smal midtdeleer er plassert skiltstolper, lysmaster eller andre delvis deformerbare gjenstander, kan dobbelt midtdeleerrekkeverk med utblokkning anvendes, slik at hinderet kommer mellom rekkverkskinnene. En forutsetning er at kjørefarten ikke overstiger 70 km/t, samt at avstanden mellom rekkverkstolpene reduseres på begge sider av hinderet, som vist i figur XI-2.7. Ellers må det settes opp en betongkonstruksjon eller stivt rekkverk med ubetydelig utbøying.

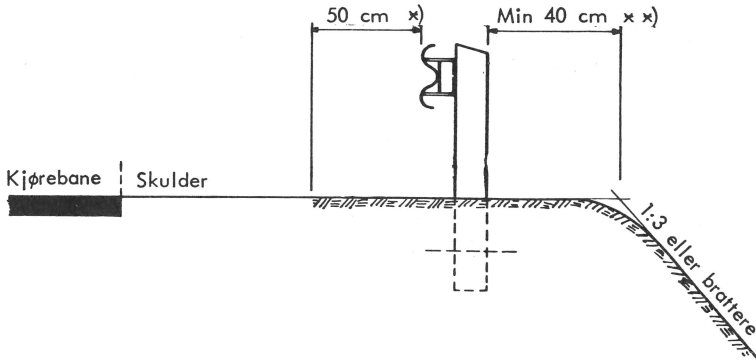
Rekkverket skal normalt plasseres i konstant avstand fra kjørebaneanten. Når rekkverket må føres i en vinkel med kjørebaneen, f eks ved



VEGUTSTYR

VEGREKKVERK

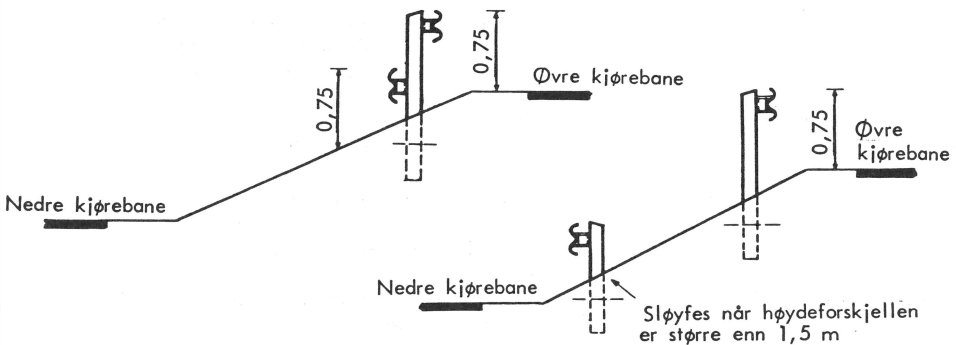
deling av rekkverket, anvendes maksimalt et utsvingsforhold på 1 : 10, d v s 6°. Slakere utsvingning, f eks 1 : 20 (3°), er imidlertid av estetiske årsaker å foretrekke



*) Avstanden bør økes der kostnadene ikke blir for store

x x) Kan reduseres dersom stolpene gjøres lengre eller plasseres tettere

Figur XI-2.5: Plassering av rekkverk på skråning

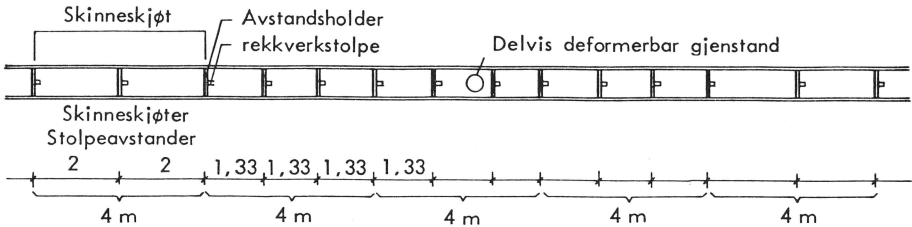


Figur XI.2.6: Rekkverk på midtdeler med høydeforskjell $h > 30$ cm mellom kjørebane kantene



VEGUTSTYR

VEGREKKVERK



Figur XI-2.7: Forsterking av dobbelt rekkverk ved delvis deformerbart gjenstand

2.4.2 Forlengelse av rekkverk

For å kunne fungere over hele sin lengde, er det nødvendig å forlenge rekkverket, dels for at kjøretøyer som forlater vegen i en viss vinkel (5°) ikke skal treffe hinderet og dels for å forankre rekkverket. Dette er vist i figur XI-2.8.

- a = Hinderets lengde målt parallelt med kjørebanelen
- b, c = Lengde av rekkverk som skjermer mot kjøretøyer som forlater kjørebanelen i en viss vinkel, normalt ca 5° (c = b på 2-felts veger, c = 0,5 b på 4-felts veger).
- d = Forankringslengde (normalt 12 m)
- a + b + c = Rekkverkets virksomme del
- a + b + c + 2d = Rekkverkets samlede lengde
- f = Avstand fra rekkverkets innerkant til hinderets ytterkant



VEGUTSTYR

VEGREKKVERK

Kapitel

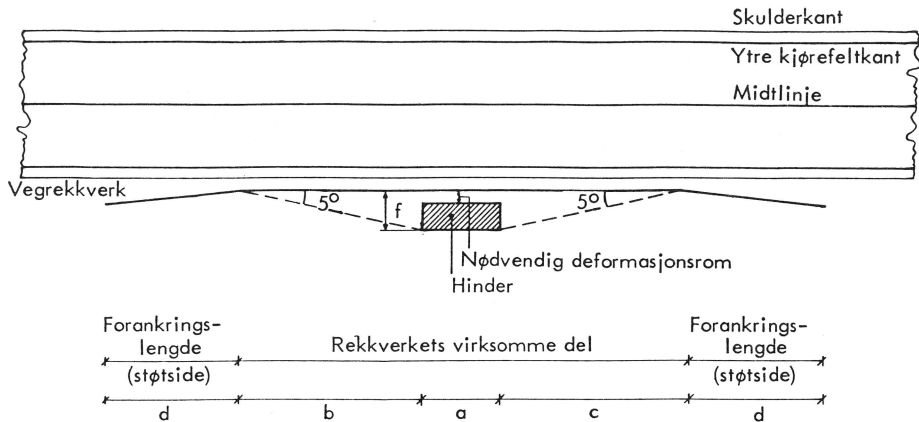
XI

Avsnitt

2

Side nr.

13



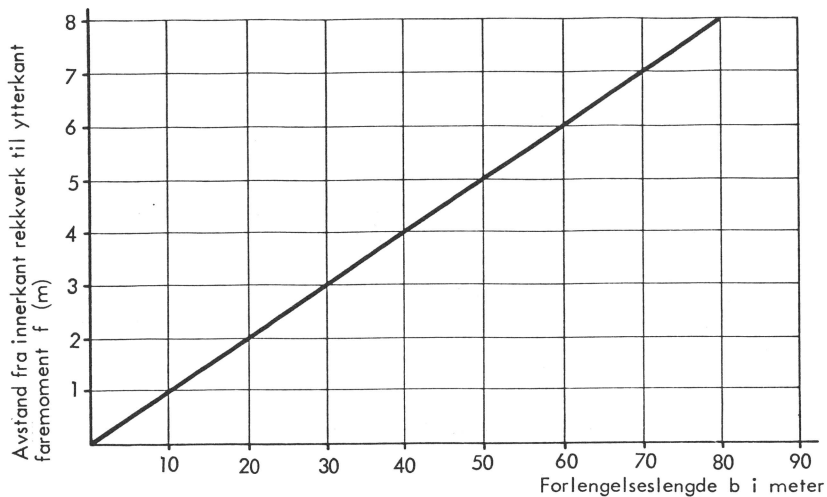
Figur XI-2.8: Rekkverkets samlede lengde

Nødvendig forlengelse av rekkverk beregnes på to måter. Figur XI-2.9 brukes der det ikke er skråning med fall 1:4 eller brattere og avstanden mellom hinderet og kjørebane-kanten varierer. Figur XI-2.10 brukes der skråningen selv, et annet faremoment i skråningen eller i skråningsfoten krever rekkverk, og skråningen har et fall som er brattere enn 1:4.



VEGUTSTYR

VEGREKKVERK

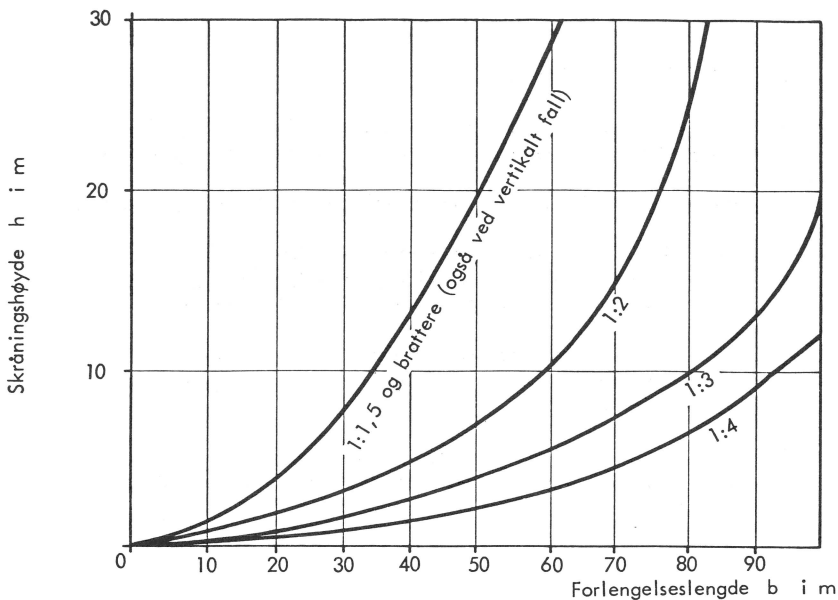


Figur XI-2.9: Forlengelseslengde for varierende avstand til hinder (b i m)



VEGUTSTYR

VEGREKKVERK



Figur XI-2.10: Diagram til beregning av forlengelse av vegrekkverk i forbindelse med skråninger som krever rekkverk, og for sidehindre i skråninger der sidehinderet krever rekkverk, og skrånningen er brattere enn 1 : 4

Dersom det befinner seg en jordvoll, grøft e l som i seg selv ikke krever rekkverk, men som fysisk vil forhindre at kjøretøyet havner i skråningsfoten på det punkt rekkverkbehovet oppstår, skal rekkverkets forlengelse justeres tilsvarende. En ekstra forlengelse er også nødvendig når avstanden fra ytterkant vegrekkverk til skråningstopp er større enn 1 m. En forlengelse på ca 20 m vil da hindre kjøretøy i å komme inn bak rekkverket.

Dersom avstanden mellom to rekkverkseksjoners virksomme deler ($a + b + c$, figur XI-2.8) er mindre enn 50 m, bør rekkverk også settes opp på det mellomliggende felt. Dette rekkverket kan være av en mykere type enn de tilstøtende rekkverk, avhengig av tilgjengelig utbøyningsrom på stedet.



VEGUTSTYR

VEGREKKVERK

Kapitel	XI
Avsnitt	2
Side nr.	16

2.5 FORANKRING AV REKKVERK

Et vegrekkverk må forankres. Forankringen utgjør et tillegg til den nødvendige rekkverklengde (se pkt 2.4), og gis en spesiell utforming.

Følgende prinsipper for utformingen av rekkverkets forankring anvendes:

- a) Rekkverkets endepunkter føres vekk fra vegkanten, og nedsenkes over en strekning på minst 12 m, og helst til en avstand på minst 1 m bak monteringslinjen.
- b) Rekkverkets endepunkter føres i sin opprinnelige høyde til forankring i jordskråninger, bergvegger, betongkonstruksjoner etc.

Forankring av rekkverk og utforming av katastrofeåpninger og driftsavkjørsler er beskrevet mer detaljert i vegnormalenes del om "Vegbygging", kapittel 9.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1975
	BELYSNING GENERELT	Kapittel XII Avsnitt 1 Side nr. 1

1.1 VEGBELYSNINGENS FUNKSJON

Anlegg av vegbelysning er i første rekke motivert ut fra hensynet til sikkerhet og trivsel. Foreliggende retningslinjer tillater at sikringsmidler brukes til å belyse sterkt trafikerte og farlige kryss, tunneler og fergekaier. På slike steder kan vegbelysning være mer sikkerhetsfremmende enn ellers på vegnettet.

Vegbelysningen kan også øke kapasiteten etter mørkets frembrudd. Dette gir seg først og fremst utslag i at det tilsiktede trafikkavviklingsnivå under dagslysbetingelser også kan opprettholdes etter mørkets frembrudd. Dette forhold kan etterhvert som trafikken tiltar ventes å få økende betydning idet mange rushtidstimer inntreffer utenfor dagslyperioden i den mørke årstid.

Vegbelysning anlegges for at vegens linjeføring og nære omgivelser skal være lettere å oppfatte etter mørkets frembrudd. De kjørende må kunne se gjenstander som kan bli farlige. De gående må kunne se fortauets begrensninger, kjøretøyer og eventuelle gjenstander på gangbanen.

Foruten de sikkerhetsmessige og kapasitetsmessige forhold har også belysningsanleggene betydning for de estetiske forhold i trafikkmiljøet. Det må legges spesiell vekt på å oppnå god optisk føring også etter mørkets frembrudd. Samtidig må det unngås at belysningsanleggene virker skjæmmende eller for dominerende i dagslys.



BELYSNING

GENERELT

Kapitel XII

Avsnitt 1

Side nr. 2

1.2 SYNSFELT OG SYNSFORHOLD

De kjørendes synsfelt omfatter:

- kjørebanen
- vegens nærmeste omgivelser, inklusive gangfelt, sideveger, skilter, vegoppmerking og trafikksignaler
- horisonten, også omfattende armaturene

Alle mulige hindre må tre klart frem i synsfeltet. Luminansen og kontrasten i synsfeltet virker inn på nøyaktighet og raskhet i synsopptattelse. Det er derfor nødvendig å forstå betydningen av tilfredsstillende luminansforskjeller. Både vegbanens, omgivelsenes og armaturenes luminans må vurderes når belysningsanlegg skal prosjekteres.

Vegbelysningen skal gi tilfredsstillende synsforhold for kjørende og gående. Som regel vil hensynet til de kjørendes muligheter til å se bli bestemmende for belysningsanleggenes dimensjonering.

Synsforholdene er direkte avhengig av de resulterende kontraster. Ønskede synsforhold for bilførere betinger god kontrastvirkning mellom:

- vegbanen og alle gjenstander som fremhever dens begrenning
- enhver gjenstand som opptrer og den bakgrunn gjenstanden sees mot

Flater som danner bakgrunn bør ha så høy og jevn luminans at de gir god kontrastvirkning. Normalt bør alle faktorer som bidrar til å øke kontrasten utnyttes.

På åpne strekninger eller der hvor omgivelsesluminansen er utilstrekkelig, kommer bare vegbaneluminansen i betraktning. I bebyggede områder spiller fasadeluminanser en stor rolle, likeså beplantning, om slik finnes.

Gjenstander som er eller kan bli farlige må kunne bli sett i en avstand som minst tilsvarer stoppsikt. Synsforholdene skal være så gode at gjenstandene kan bli oppfattet i bilførerens synsfelt. Er vegbanen fri, skal den kjørende i kunstig belysning kunne være sikker på at dette er tilfelle. Normalt skal vegen være kontinuerlig og ensartet belyst. I særlig farlige punkter langs veglinjen kan det være påkrevet med spesialbelysning for å skjerpe trafikantenes oppmerksomhet. Dette gjelder særlig ved gangfelt, uoversiktlige kryss o l.



BELYSNING

GENERELT

Kapitel XII

Avsnitt 1

Side nr. 3

Når det brukes stasjonært veglys, skal retningsvisere og trafikkøyer være klart synlige og om nødvendig markeres med skilt, spesielt av hensyn til vinterforhold. De kan om nødvendig særbelyses. Dersom særbelysning nyttes, skal den ikke virke blendende. Særbelysningens styrke må avpasses etter og harmonere med det generelle luminansnivå på vejen. På vejer med monokromatisk lys er det påkrevet med særbelysning på tvers av trafikkskilt dersom disse er slik plassert at de ikke belyses av billyset i tilstrekkelig avstand.

Spesielle hensyn må tas til flimmereffekt, særlig i forbindelse med tunnelbelysning. Vegbanens luminans skal være så jevn at bilførerens øyne ikke utsettes for store tilpassingsvanskeligheter. Gjentakende mørke og lyse felter på vegbanen må derfor mest mulig unngås. Flekkbelysning gjør det vanskelig å identifisere objekter tilstrekkelig godt i de mørke områder. Nødvendigheten av kontinuerlig lys er større i bilførerens synsretning, d v s i trafikketningen enn på tvers av denne. Jevn belysning på tvers av vejen gjør det imidlertid lettere å oppfatte mulige hindringer og må derfor søkes oppnådd. I tabell XII-3.1 er det angitt krav til belysningens jevnhet.

1.3 BLENDING

Det må sørges for at de kjørende ikke får så anstrengende synsforhold at det resulterer i synstretthet etter en tids forløp. Gunstige synsforhold oppnås ved høyt luminansnivå og liten blanding. Det må også være kontinuitet i synsinntrykkene både fra stillestående og bevegelige observatører.

Blanding fra veglyset avhenger i første rekke av det lys armaturene retter mot øyet. Det er derfor angitt bestemte begrensninger for armaturenes lysstyrker i retninger omkring horisontalplanet, jfr tabell XII-2.1.

Før en armatur med en gitt lysfordeling, har en følgende forhold:

- a) Blandingen blir mindre dersom den lysende flates tilsynelatende areal blir større og lysstyrken er den samme. Blandingen blir også mindre dersom den lysende flate blir observert lengre ut i synsfeltet.
- b) Blandingen reduseres dersom armaturens bakgrunn blir lysere. Med bakgrunn menes her ikke bare armaturens umiddelbare omgivelser, men hele synsfeltet, altså vegbanen, dens omgivelser og mulige fasader. Kravet om begrensninger av



BELYSNING

GENERELT

Kapitel XII

Avsnitt 1

Side nr. 4

armaturenes lysstyrker kan lempes dersom vegbaneluminansen øker, eller om det finnes tilstrekkelig belyste fasader som danner bakgrunn for armaturene.

Dersom mange armaturer ligger innenfor synsfeltet, blir den totale blending summen av hver enkelt armaturs blending. Ved en gitt blen-
dingsgrad kan tillatt lysfordeling for armaturene henføres til den belys-
ningsklasse som er anbefalt, jfr tabell XII-3.1.

Blending kan også forårsakes av andre faktorer enn armaturene, f eks store flater med høy refleksjonsfaktor, speilende flater, sterkt opplyste butikkvinduer, lysreklamer, belyste vegskilt eller tilstøtende lysanlegg som fasadelys og belyste idrettsanlegg. Spesielt synsirriterende blir blendingen dersom trafikantens synsfelt forøvrig er hovedsakelig mørkt. Slikt lys kan forlanges skjernet eller fjernet.

1.4 OPTISK FØRING

Med optisk føring menes alle de forhold som gir trafikantene et kor-
rekt, hurtig og orienterende bilde av vegens forløp så langt foran kjø-
retøyet at synsvidden tilfredsstillende den hastighet vegen er bygget for.
Både i mørke og i dagslys vil en veks lysanlegg kunne være et viktig
ledd i den optiske føring. Både armaturer og master vil, når de er
riktig plasert, kunne gi trafikantene orientering om veglinjens forløp
for eventuelle anvisninger som måtte finnes langs eller på vegbanen.
Retningsanvisningen kan forsterkes på forskjellige måter, f eks med lys-
sets farge. Dette er av primær betydning for veger med hurtig og stor
trafikk og hvor vegen er slik trasert at kjørebanelen og lysinstallasjonen
helt dominerer synsfeltet.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1975
	BELYSNING BELYSNINGSANLEGGENES HOVEDELEMENTER	Kapitel XII Avsnitt 2 Side nr. 1

2.1 LYSKILDER

De vanlige lyskilder som anvendes i offentlig vegbelysning er følgende:

- høytrykk natriumlamper
- lavtrykk natriumlamper
- kvikksølvlamper
- kvikksølv-halogen lamper
- lysrør

Blandingslys-lamper nyttes i enkelte tilfeller for modernisering av eksisterende glødelampeinstallasjoner. Derved oppnås på en enkel måte et høyere belysningsnivå.

Utladningslamper nyttes nå vanligvis for vegbelysningsanlegg. Slike lamper har høyere lysutbytte og lengre levetid enn glødelamper og blandingslys-lamper. Klimatiske forhold, estetikk og kostnader avgjør vanligvis hvilken type utladningslampe som skal nyttes. Lavtrykk-natriumlamper gir et monokromatisk lys og alle farger innenfor det belyste område fortoner seg derfor som nyanser av gulbrunt. Lysutbyttet fra denne type lyskilde er høyt, og det gule lys er ofte nyttet for å markere en bestemt type trafikkåre. Dersom lavtrykk-natriumlamper nyttes, er det påkrevet med spesiell belysning av trafikkskilter dersom disse ikke belyses av billyset i tilstrekkelig avstand. Høytrykk-natriumlamper gir ikke fullt så høyt lysutbytte som tilsvarende lavtrykk-lamper, men gir en langt bedre fargegjengivelse og på grunn av det konsentrerte lyslegemet (spesielt ved klarglassutførelsen) langt bedre muligheter til dirigering av lyset.

2.2 ARMATURER

Armaturene skal dirigere lysstrømmen fra lyskildene og dessuten beskytte lyskildene mot ytre påvirkninger.

Armaturenes lysfordeling, spesielt den del som er rettet mot synsretningen er av vesentlig betydning for belysningsanleggets kvalitet. I overensstemmelse med akseptabel blendingsgrad inndeles armaturene i følgende 3 hovedtyper:

- avskjermende armaturer
- delavskjermende armaturer
- uavskjermende armaturer

Armaturtypene defineres i tabell XII-2.1. Deres anvendelses-område er angitt i tabell XII-3.1.



BELYSNING

BELYSNINGSANLEGGENES HOVEDELEMENTER

Armaturtype	Maksimal lysstyrke under	
	90° med normalen på vegbanen	80° med normalen på vegbanen
Avskjermende	10 cd/1 000 lm høyest 500 cd	30 cd/1 000 lm høyest 1 500 cd
Delavskjermende	50 cd/1 000 lm høyest 1 000 cd	100 cd/1 500 lm høyest 2 000 cd
Uavskjermende	høyest 1 500 cd	høyest 3 000 cd

Tabell 2.1: Armaturers maksimale tillatte lysstyrke

Uavskjermende armaturer tillates kun der en viss blending kan godtas og dersom armaturene er store og har redusert luminans): armaturer, hvis luminanser ved vinkler større enn 80° ikke overskrider 1 cd/cm², f eks lysrør. I visse tilfeller har disse armaturer den fordel at de resulterer i en økning av belysningen på tilliggende fasader og eventuell beplantning og derved forårsaker mindre luminansforskjeller.

Av hensyn til en god utnyttelse av vegdekkets refleksjonsegenskaper anbefales at retningen for maksimal lysstyrke vanligvis ikke er mindre enn 50° med normalen på vegbanen. Av hensyn til blendingsforholdene bør ikke retningen for maksimal lysstyrke være større enn 70° med normalen på vegbanen.

Hensyn til lysfordeling og estetikk fører ofte til at armaturer på master monteres i en viss vinkel med vegbanen. I bestemte situasjoner (f eks ved kjørebaneer i flere plan, svinger, rundkjøringer etc) kan en overdreven skråstilling resultere i uforutsett blending. Skråstillingen bør derfor vanligvis ikke være større enn 15°.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1975
	BELYSNING BELYSNINGSANLEGGENES HOVEDELEMENTER	Kapitel XII Avsnitt 2 Side nr. 3

2.3 VEGDEKKER

Refleksjonsegenskapene for vegdekker varierer meget. De faktorer som forårsaker dette er:

- Dekketype (grus, oljegrus, asfalt, betong)
- Utførelse og sammensetning
- Grad av slitasje
- Grad av fuktighet
- Tilsmussing

Refleksjonsegenskapene påvirker direkte både luminansnivå og luminansfordeling. Det er derfor nødvendig å ta hensyn til vegdekkets refleksjonsegenskaper under planlegging av belysningsanlegg. Tallene i tabell XII-3.1 refererer seg til tørr vegbane. Av hensyn til resultatet ved våt vegbane, bør overflaten (vegdekket) være mest mulig ru.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

The main body of the page is a large, empty rectangular frame, intended for the geometric design or drawing of the road.


BELYSNING
 KVALITETSKRAV

Kapitel	XII
Avsnitt	3
Side nr.	1

3.1 GENERELLE KRAV

I tabell XII-3.1 angis krav til midlere og minimumsluminansnivå og -jevnhet for ulike belyningsklasser på vanlige offentlige veger, dersom offentlig belysning skal anvendes. Kravene omfatter ikke motorveger. Belysningsklassene i tabell XII-3.1 er knyttet til ulike vegkategorier utenfor og innenfor tettsteder. I tabellen angis også hvilke armaturtyper som tillates for de ulike belyningsklasser. Det vises i denne forbindelse også til tabell XII-2.1.

Verdiene i tabell XII-3.1 er driftsverdier, idet det er tatt hensyn til installasjons-avtagende effekt p g a lyskildenes aldring og tilsmussing av armaturene. Med et rimelig vedlikehold ligger driftsverdiene vanligvis på omlag 3/4 av nyverdien. Som en følge av dette bør installasjonen som ny ha et luminansnivå 4/3 ganger de verdier som angis i tabell XII-3.1.

Spesielle forhold kan betinge anlegg av vegbelysning også på svakere trafikerte veger enn angitt i tabell XII-3.1. Gjennom f eks ulykkesregistreringer kan særlig farlige steder eller strekninger ved mørkekjøring utpekes.

Luminansen i et vilkårlig punkt på vegens overflate skal ikke være mindre enn angitt for L min i tabell XII-3.1. Ved beregning av luminansjevnheten skal punktavstanden ikke være større enn 1 m på tvers og 3 m på langs av vegen. Se forøvrig avsnitt 3.2.

3.2 LUMINANSMÅLING

De angitte verdier for midlere luminans refererer seg til en flate som ligger mellom 60 og 160 m foran en bilfører. Midlere luminans (flateluminans) måles for hele denne vegflate, og lokale luminansverdier (punktuminans) måles innenfor flaten.

Midlere luminans beregnes som middeltallet av et tilstrekkelig antall punktuminanser, minimum 20, jevnt fordelt innen flaten. Hvis luminansmeteret er utstyrt med blender som tilsvarer det perspektive bildet av flaten, kan midlere luminans avleses direkte.

Ved alle luminansmålinger skal instrumentet være plassert i bilførerens observasjonspunkt, d v s 60 m foran den aktuelle vegflate. Instrumenthøyden skal være 1,2 m.



Vegkategori	Belysnings- klasse	Midlere (L mid) luminansnivå 1) cd/m ²	Luminansjevnhet L min/L mid	Anbefalt armaturtype 2)
2-felts veger i landlige strøk	ÅDT > 10 000 kjt	≥ 2	≥ 0,4	avskjermende
	ÅDT = 4 000 kjt - 10 000 kjt	≥ 1	≥ 0,4	avskjermende
	ÅDT < 4 000 kjt Stor gangtrafikk 3) Liten eller ingen gangtr	≥ 0,5 -	≥ 0,4 -	delavskjermende -
Veger i tettsteder	Fjernveger	≥ 2	≥ 0,4	avskjermende
	Hovedveger	≥ 1	≥ 0,4	delavskjermende
	Samleveger	≥ 0,5	≥ 0,4	delavskjermende
Adkomstveger 4)	-	-	-	delavskjermende eller uavskjermende

1) Angitte verdier er driftsverdier og gjelder tørt vegdekke.

(Nyverdi = $4/3 \cdot$ driftsverdi)

2) Se tabell XII-2.1

3) Vegbelysning som alternativ til gangveg

4) For adkomstveger skal midlere belysningsstyrke være minst 5 lux

Tabell XII-3.1: Kjørebanelens luminansnivå og luminansjevnhet og armaturenes avskjerming for forskjellige vegkategorier, ekskl motorveger.


BELYSNING
 KVALITETSKRAV

Kapitel	XII
Avsnitt	3
Side nr.	3

3.3 SPESIELLE KRAV

I overganger fra belyst til ubelyst veg må det foretas en gradvis nedtrapping av luminansnivået. Det anbefales å nytte uendret armaturavstand og helst også samme lysfordeling som på den belyste vegstrekning, mens det i armaturene nyttes lyskilder med mindre og mindre lysstrøm. Det er viktig at den nærmeste vegstrekning etter det sted det stasjonære veglys til slutt opphører ikke inneholder trafikkmessig farlige punkter som vegkryss, sving, bakketopp e l. Overgangssonens lengde er avhengig av luminansnivå og dimensjonerende fart. Se avsnitt 4.3.

I vegkryss bør luminansnivået heves i forhold til luminansnivået foran og etter krysset. Graden av luminansnivå-økningen bør gjøres avhengig av trafikens art og mengde, og bør være fra 50% til 100% større enn den best belyste kjørebane inn mot krysset. Økningen i luminansnivå oppnås enten ved å nytte flere armaturer og/eller ved å heve lysfluxen pr armatur på vegarmene inn mot krysset.

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

A large, empty rectangular area with a black border, occupying the majority of the page. This area is intended for the technical drawing or geometric form of the road sign.

**BELYSNING**

SPESIELLE BELYSNINGSANLEGG

Kapitel	XII
Avsnitt	4
Side nr.	1

4.1 GANGFELTBELYSNING

Belysning av gangfelt utføres slik at fotgjengere belyses av armaturer som dirigerer relativt kraftig lys i kjøreretningen. På denne måte blir fotgjengernes luminansnivå høyere enn bakgrunnsluminansen. Det oppnås derved lyst objekt på mørk bakgrunn. Den vertikale belysningsstyrke på fotjengene bør være av størrelsesorden 50 - 100 lux, avhengig av kjørebanelens luminansnivå.

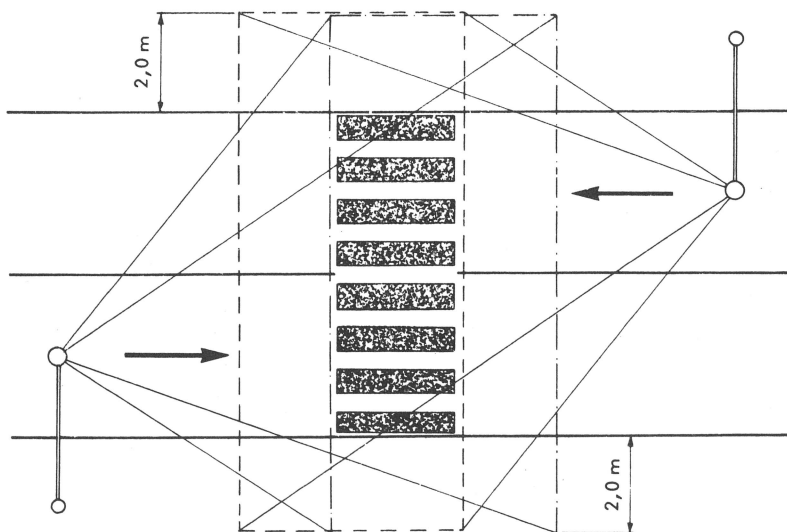
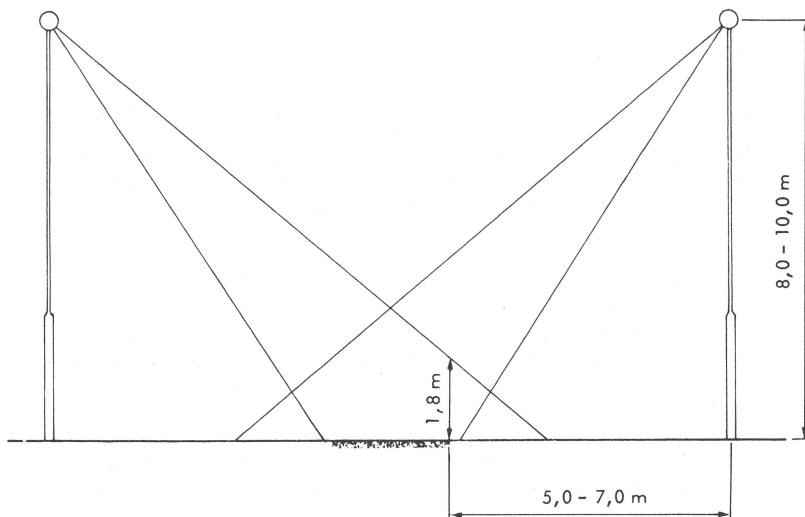
Lyset fra armaturer til spesiell belysning av gangfelt skal dekke et område som vertikalt er begrenset av gangfeltets nærmeste kant og 1,8 m over gangfeltets bakre kant. Horisontalt skal lyset dekke hele gangfeltet samt 2 m utenfor kjørebanelen på hver side. Armaturen bør plasseres 5 - 7 m foran gangfeltet og 8 - 10 m over kjørebanelen. Plasseringen er illustrert på figur XII-4.1.

Gangfelt skal belyses med lyskilder som har en spektralfordeling som klart skiller seg fra det lys som er brukt til belysning av kjørebanelen.

Denne form for intensivbelysning av gangfelt bør bare nyttes på belyste veger.

**BELYSNING**

SPESIELLE BELYSNINGSANLEGG



Figur XII-4.1: Belysning av gangfelt



BELYSNING

SPESIELLE BELYSNINGSANLEGG

Kapitel XII

Avsnitt 4

Side nr. 3

4.2 TUNNELBELYSNING

4.2.1 Generelt

Belysning av tunneler er primært et dagslyspproblem. Bilførernes øyne vil om dagen være tilpasset et høyt luminansnivå i synsfeltet utenfor tunnelen. For å skape den nødvendige sikkerhet og synskomfort for bilføreren ved innkjøring i tunneler, må luminansnivået i tunnelens inngangssone være så høyt at forskjellen mellom dette og luminansnivået utenfor tunnelen ikke er større enn at bilførerens øyne tilpasses dette. Dette betinger at luminansnivået i inngangssonen står i et bestemt forhold til luminansnivået utenfor tunnelen. Dette finnes ved å måle luminansene i 50, 150 og 250 m avstand fra tunnelåpningen og summere således:

$$L_v = \frac{3 \cdot L_{50} + 2 \cdot L_{150} + L_{250}}{6}$$

Luminansnivået utenfor en tunnel er avhengig av den gjennomsnittlige refleksjonskoeffisient for alle flater i synsfeltet. Disse refleksjonskoeffisienter kan variere med årstidene, og luminansnivået er derfor avhengig både av årstidene og i hvilken himmelretning tunnelåpningen ligger. I en lengde av 250 meter foran tunnelinngangen bør vegdekket være mørkt, $q_0 \leq 0,06$ og dersom det er mulig, bør nærmeste tilstøtende flater rundt tunnelåpningen mørkmales. Et passende felt kan være en halvsirkel med radius 10 m og sentrum på vegbanen. Flatene bør av hensyn til lysforholdene dessuten være mest mulig lodrette og gi minst mulig feste for snø. Inngangssonens lysbehov må beregnes etter de vanlige forhold på stedet. Dersom luminansnivået i synsfeltet foran tunnelinngangen kan reduseres gjennom f.eks. trasering, kunstig oppbygget avskjerming etc, fører dette til redusert lysbehov i inngangssonen og følgelig rimeligere belysning.

Belysningsbehovet i tunnelen reduseres dersom vegger, tak og kjørebanner gjøres lyse. Men da må det forutsettes at de lyse flatene vedlikeholdes. Det blir et økonomisk spørsmål å avgjøre hva som er mest lønnsomt: mørke flater, sterkere lysinstallasjon og en rengjøringsrutine som bare omfatter armaturene, eller lyse flater, svakere lysinstallasjon og en rengjøringsrutine som også omfatter de lyse flatene. Under normale omstendigheter skal forholdet mellom høyeste og laveste luminans på kjørebanen i en tunnel ikke være større enn 3:1.

Øyets tilpasningsevne er tidsavhengig, og den nedgang i luminans som kan tillates uten å redusere synsforholdene er følgelig avhengig av kjørefarten. I figur XII-4.2 vises en skisse av en tunnels forskjellige soner, med tilhørende diagram der endringene i luminansnivå er anført.



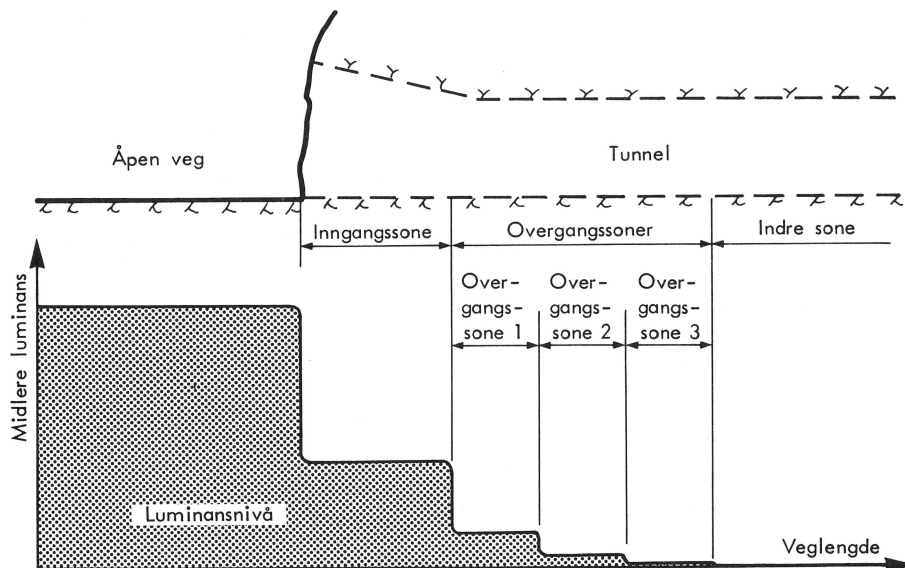
BELYSNING

SPESIELLE BELYSNINGSANLEGG

Kapitel XII

Avsnitt 4

Side nr. 4



Figur XII-4.2: Prinsippskisse av soner og luminansforløp i tunneler. Kravene til midlere luminans i de forskjellige tunnelsoner fremgår av tabell XII-4.1.

Tunnelsone	ÅDT > 10 000		ÅDT 10 000 - 4 000		ÅDT 4 000 - 1 000	
	90 km/h %	60 km/h %	90 km/h %	60 km/h %	90 km/h %	60 km/h %
Inngangssone	5,00	2,50	3,00	1,50	2,00	1,00
Overgangssone 1	1,70	0,80	1,00	0,50	0,70	0,35
" " 2	0,60	0,30	0,30	0,15	0,25	0,10
" " 3	0,20	0,10	0,10	0,05	0,10	0,03
Indre sone	0,07	0,03	0,03	0,02	0,03	0,01

Tabell XII-4.1:

Minste midlere luminans uttrykt som prosent av luminansen L_v målt på åpen veg foran tunnelinngangen. Ingen av tallene må resultere i en luminans mindre enn 2 cd/m^2 om dagen.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1975
	BELYSNING SPESIELLE BELYSNINGSANLEGG	Kapitel	XII
		Avsnitt	4
		Side nr.	5

For svakt trafikerte tunneler ($\text{ÅDT} < 1000$ kjøretøyer) nyttes redusert tunnelbelysning, se 4.2.2.

På belyste veger bør luminansnivået i tunneler kunne reduseres om natten. Luminansnivået i tunneler må imidlertid være minst like høyt som luminansnivået på tilstøtende veg. Siden tidsrommet fra dagslys til nattemørke er relativt langt, er det behov for en gradvis reduksjon av belysning i inngangs- og overgangssone i dette tidsrom.

På ubelyste veger må det i tilknytning til en belyst tunnel anlegges belyste overgangsstrekninger utenfor tunnelen. Overgangsstrekningenes lengde beregnes som angitt i avsnitt 4.3 - Overgang belyst - ubelyst veg. Inntil 50% av overgangsstrekningen kan trekkes innenfor tunnelåpningen. Det gjennomgående luminansnivå i tunnelen om natten skal normalt tilfredsstillende kravene i tabell XII-3.1.

I korte tunneler er belysning vanligvis ikke påkrevet. En tunnel er kort hvis en under normale forhold klart kan se utgangen og dens bakgrunn i en avstand av 50 m foran tunnelinngangen. Hvorvidt utgangen er synlig, avhenger ikke bare av tunnelens lengde, men også av dens bredde og hvorvidt tunnelen er rett eller kurvet. I disse normaler angis 100 m som største lengde for en kort, rett tunnel.

4.2.2 Redusert tunnelbelysning

På svakt trafikerte veger kan et luminansnivå på $0,2 \text{ cd/m}^2$ nyttes i hele tunnelens lengde. Et slikt anlegg kan f.eks. utføres med åpne armaturer for $1 \times 40 \text{ W}$ lysrør av farge standard gulhvitt. Armaturene plasseres da midt i tunneltaket og med ca. 30 m. innbyrdes avstand. Med et slikt anlegg vil det ikke være mulig å tilfredsstillende de generelle krav til luminansjevnheter, men trafikantene vil likevel gis et bedre grunnlag til å orientere seg om tunnelføringen, både under kjøring og eventuell stans i tunnelen.

4.2.3 Inngangssonen

Inngangssonens lengde, relatert til dimensjonerende fart, er angitt i tabell XII-4.2.

For tunneler med trafikk i én retning er det ikke nødvendig med spesiell belysning ved tunnelens avslutning dersom utkjøringsåpningen kommer gradvis til syne. Dersom åpningen kommer plutselig til syne, for eksempel etter en kurve i tunnelen, og tunnelen er så lang at belysningsnivået for indre sone nyttes, bør luminansnivået i utgangssonen opp-



BELYSNING

SPESIELLE BELYSNINGSANLEGG

Kapitel	XII
Avsnitt	4
Side nr.	6

trapes over en kort strekning. Luminansnivået skal være som for overgangssone 3. Luminansbidraget fra utkjøringsåpningen skal ikke medregnes i denne økningen. Utgangssonens lengde kan beregnes til 50% av lengden for overgangssone 3, d v s $1/6$ av overgangssonens samlede lengde.

I tunneler på inntil 130 meters lengde og med trafikk i begge kjøre-retninger kan det, avhengig av hastighetsnivået, bli nødvendig å belyse hele tunnelen som inngangssone (jfr tabell XII-4.2).

4.2.4 Overgangssoner

Luminansnivået i en tunnel nedtrappes noenlunde i takt med øyets tilpasningsevne, som anført i tabell XII-4.1. Overgangssonen deles derfor inn i 3 like lange undersoner. Overgangssonens samlede lengde, relatert til dimensjonerende fart, er angitt i tabell XII-4.2.

Dimensjonerende fart km/h	Inngangssonens lengde m	Overgangssonens samlede lengde m
50	30	180
60	40	225
70	50	270
80	55	300
90	65	330

Tabell XII-4.2: Inngangssonens og overgangssonens lengde i meter, relatert til dimensjonerende fart

4.2.5 Indre sone

I tunnelens indre sone skal den midlere luminans på kjørebanelen ikke være mindre enn 2 cd/m^2 . Det forutsettes en lysfordeling som resulterer i at også tunnelveggene blir belyst i ca 1,5 meters høyde over kjørebanelen.

Det fremgår av tabell XII-4.2 at bare meget lange tunneler får en indre sone. For et fartsnivå på 60 km/h må eksempelvis en tunnel med trafikk i begge retninger være over 530 meter lang før en indre sone blir aktuell.



BELYSNING

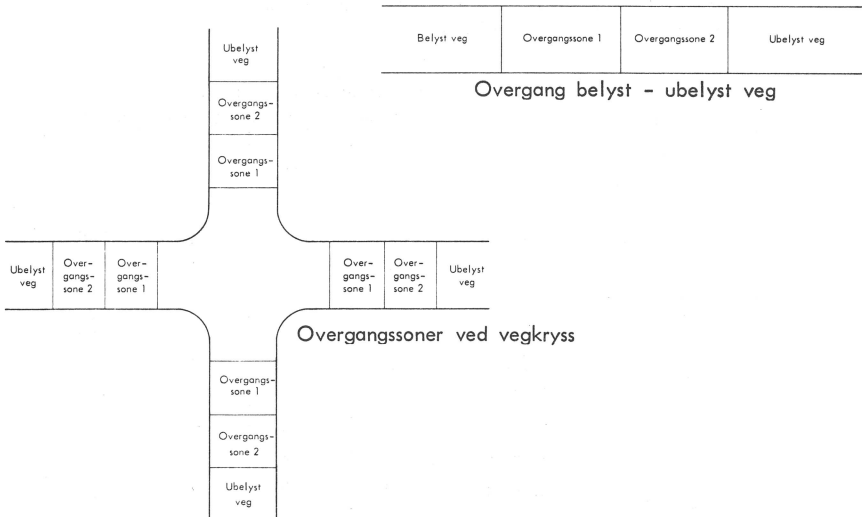
SPESIELLE BELYSNINGSANLEGG

4.2.6 Flimmereffekt

Dersom armaturene i noen del av tunnelen er montert med innbyrdes avstand i lengderetningen, kan det for bilførere være fare for generende flimring i synsfeltet. Denne flimmervirkning er avhengig både av armaturavstanden og kjørefarten. For de fleste aktuelle fartsnivåer oppstår ikke flimmereffekt dersom armaturavstanden gjøres enten større enn 9 m eller mindre enn 0,7 m.

4.3 OVERGANG BELYST - UBELYST VEG

Dersom det er spesielle steder på en ubelyst veg som av trafikksikkerhetsmessige eller andre grunner ønskes belyst, må regelen om bruk av overgangssoner også her komme til anvendelse. Gjelder dette f.eks. et vegkryss, må alle belyste vegarmer i krysset ha sin overgangssone. Figur XII-4.3 viser eksempler på overganger fra belyste til ubelyste vegstrekninger.



Figur XII-4.3: Eksempler på overgangssoner fra belyste til ubelyste vegstrekninger



BELYSNING

SPESIELLE BELYSNINGSANLEGG

Dersom den innbyrdes avstand mellom to belyste vegstrekninger er mindre enn 1500 meter, bør det overveies å belyse også den mellomliggende vegstrekning.

I tabell XII-4.3 angis hvilke sprang i luminansnivå som skal nyttes i forbindelse med overgang fra belyste til ubelyste vegstrekninger

Luminansnivå på belyst veg (cd/m^2)	0,5	1,0	2,0	4,0
Luminansnivå i overgangssone 1 (cd/m^2)	0,2	0,2	0,5	1,0
Luminansnivå i overgangssone 2 (cd/m^2)	0	0	0,2	0,2

Tabell XII-4.3: Luminansnivå (cd/m^2) i overgangssoner ved forskjellige luminansnivåer på den belyste vegstrekning

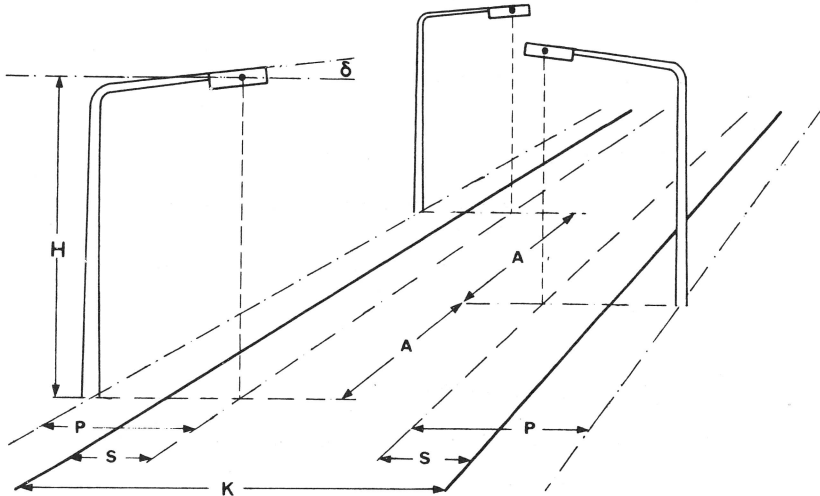
I tabell XII-4.4 angis overgangssoners lengder ved ulike verdier av dimensjonerende fart og luminansnivå.

Dimensjonerende fart		Overgangssonenes lengde i m ved luminansnivå på belyst veg, cd/m^2			
		0,5	1,0	2,0	4,0
50 km/h	Sone 1	40	80	80	80
	Sone 2	0	0	40	80
60 km/h	Sone 1	50	100	100	100
	Sone 2	0	0	50	100
70 km/h	Sone 1	60	120	120	120
	Sone 2	0	0	60	120
80 km/h	Sone 1	70	140	140	140
	Sone 2	0	0	70	140
90 km/h	Sone 1	80	160	160	160
	Sone 2	0	0	80	160
100 km/h	Sone 1	90	180	180	180
	Sone 2	0	0	90	180

Tabell XII-4.4: Overgangssonenes lengde ved ulike verdier av luminansnivå og dimensjonerende fart

5.1 LYSINSTALLASJONENS GEOMETRI

På figur XII-5.1 angis karakteristiske dimensjoner som nyttes i forbindelse med vegbelysningsanlegg.



Figur XII-5.1: Karakteristiske dimensjoner som nyttes i forbindelse med vegbelysningsanlegg

Symbolene på figur XII-5.1 har følgende betydning:

H	=	armaturens monteringshøyde
A	=	armaturavstand
S	=	overheng
P	=	utliggerlengde
K	=	kjørebanebredde
δ	=	armaturens helningsvinkel med horisontalplanet

Monteringshøyden er lyskildens høyde over kjørebane. Vanlig monteringshøyde er 8 - 10 meter. For sideplaserete, meget kraftige armaturer anbefales minst 12 m monteringshøyde. Mindre montasjehøyde enn 8 m er uønsket, unntatt i helt spesielle tilfeller, som f.eks. belysning av villagater og gater bekranset med vegetasjon. Monteringshøyde



over 12 meter kan være fordelaktig for belysning av større områder og knutepunkter i flere plan.

Armaturavstand er alltid avstanden mellom to påfølgende lysmaster eller to påfølgende armaturer, målt etter en linje parallelt med vegens akse. For å oppnå tilstrekkelig langsgående jevnhet, skal armaturavstand og monteringshøyde avpasses til hverandre.

Overhengen bør normalt ikke overskride en fjerdedel av monteringshøyden. Overdrevet overheng kan medføre mørke felt ved vegkant og fortau.

Utliggerlengden skal der reguleringsbredde tillater det, være minst 2 meter større enn overhengen. I snørike distrikter skal utliggeren være minst 3 meter større enn overhengen av hensyn til snørydding, dersom dette er praktisk gjennomførbart.

Helningsvinkelen måles i forhold til horisontalplanet. For stor helningsvinkel kan forårsake blending.

5.2 ARMATURPLASERINGSMETODER

Vanligvis nyttes én av følgende fem armaturplaseringer:

- ensidig plasering
- midtplasering
- sik-sak-plasering
- to-sidig plasering
- i én rekke over midtdeler

5.2.1 Ensidig plasering

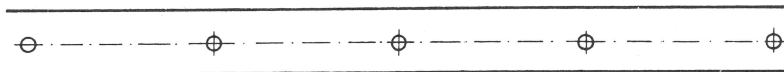
Ensidig plasering bør bare nyttes når kjørebanelen er smalere enn 0,8 ganger armaturens monteringshøyde. Vegbaneluminansen for den motsatte halvdel av vegen blir alltid lavere enn for den nærmeste halvdel. Bruk av overheng kan delvis utjevne dette.



Figur XII-5.2: Ensidig plasering av armaturer

5.2.2 Midtplasering

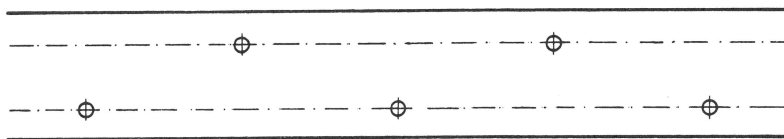
Midtplasering av armaturene resulterer vanligvis i bedre lysfordeling på tvers av kjørebanelen enn ensidig plassering. Midtplasering anbefales for bebyggede gater når kjørebanelbredden ikke overskrider armaturenes monteringshøyde. Dersom midtplasering nyttes for bredere veier, vil trafikantenes oppmerksomhet henledes mot midten av gaten. Videre blir luminansene ved kjørebanelkantene mindre, d v s der trafikkhindringene vanligst kan forekomme.



Figur XII-5.3: Midtplasering av armaturer (wire oppheng)

5.2.3 Sik-sak-plassering

Sik-sak-plassering med armaturene arrangert vekselvis på hver side av vegen kan anvendes når kjørebanelbredden er større enn den som anbefales for ensidig eller midtplaserte armaturer. For å tilfredsstille kravene til luminansjevnhet, anbefales sik-sak-plassering bare for kjørebanelbredder inntil 1,5 ganger armaturenes monteringshøyde.



Figur XII-5.4: Sik-sak-plassering av armaturer

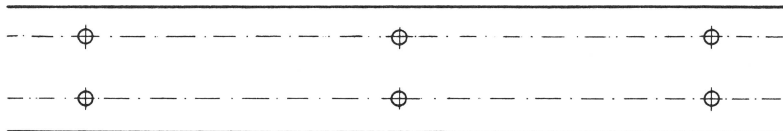
5.2.4 To-sidig plassering

To-sidig plassering med armaturene arrangert rett overfor hverandre på hver side av vegen anbefales når kjørebanelbredden overskrider 1,5 ganger armaturenes monteringshøyde.



BELYSNING

ARMATURPLASERING



Figur XII-5.5: To-sidig plasing av armaturer

5.2.5 Flerfelts vegger med midtdeler

Plasing av en rekke armaturer opphengt på langsgående wire over midtdeler kan nyttes. Dersom andre armaturplasingmåter nyttes, må hver kjørebane vurderes separat, d v s som vegger med trafikk i bare én retning.

Dersom master nyttes i midtdeleren, oppstår vanligvis behov for vegrekkverk, jfr kap XI.



Figur XII-5.6: Plasing av armaturer i én rekke over midtdeler

5.2.6 Armaturplasing i spesialtilfeller

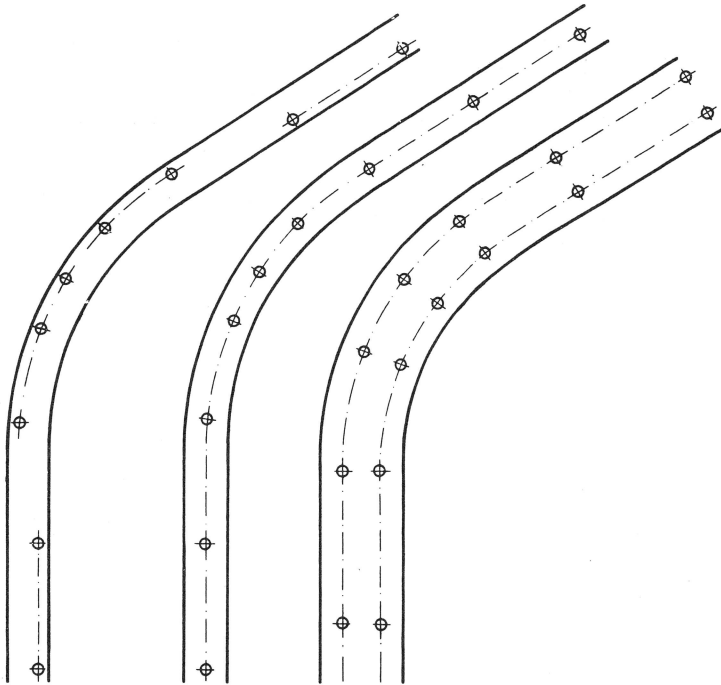
Horisontalkurver

Horisontalkurver med større radius enn 600 m kan lysteknisk betraktes som rette strekninger. I kurver med mindre radius må armaturavstanden justeres i forhold til plasing på rett strekning, avhengig av armaturens lysfordeling. Dette gjelder uansett hvilken generell armaturplasing som velges. Tillater vegbredden en ensidig armaturplasing, skal armaturene, hvis overhodet mulig, plasseres langs kurvens utside. En slik plasing er ikke bare lysteknisk begrunnet, men vil også resultere i god optisk føring. Sik-sak-plasing i kurver frarådes p g a dårlig føring. Jo krappere kurven er, desto mer nødvendig er det å justere armaturavstanden for å oppnå samme bidrag fra hver enkelt armatur. Av samme grunn må overhenger reduseres i forhold til overhenger som nyttes på rettstrekning. Der det for vegbredder over 1,5 ganger monteringshøyden er valgt to-sidig plasing av armaturene, bør overhenger ikke justeres i kurver.



BELYSNING

ARMATURPLASERING



Figur XII-5.7: Eksempler på armaturplasing i horisontalkurve

Vertikalkurver

For å unngå blinding ved bakketopper, må det nyttes dypstrålende armaturer på begge sider nærmest toppen, og da med redusert armaturavstand for å oppnå tilfredsstillende luminansjevnhet.

For å kunne tilfredsstille luminanskravene der vegen ligger i stigning, må armaturene monteres parallelt med kjørebanen.

Vegkryss

Plasing av armaturer i midten av krysset bør unngås, da dette ofte reduserer mulighetene til god observasjon av hindringer på den kryssende veg og på tilhørende gangfelt, jfr figurene XII-5.8/10.



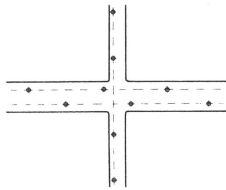
BELYSNING

ARMATURPLASERING

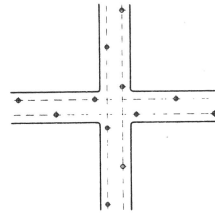
Kapitel	XII
Avsnitt	5
Side nr.	6

I T-kryss er det imidlertid viktig at det er lys bakgrunn på motsatt side av sidevegens innmunning, belyst av nærmeste armatur. Om ikke den ønskede bakgrunnslyminans kan skaffes tilveie av nærliggende husfasader, anbefales å nytte en kunstig bakgrunn i form av hekker, gjerder o l, jfr figur XII-5.11.

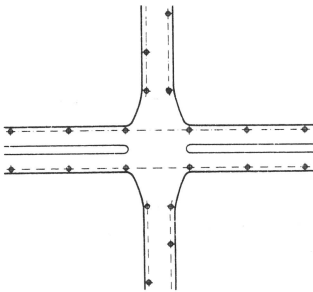
Figurene XII-5.12 og XII-5.13 viser eksempler på armaturplasieringer i større kryss. Høymanstlegg er her aktuelle alternativer til de skisserte armaturplasieringer.



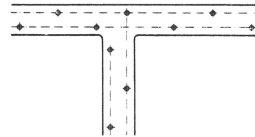
Figur XII-5.8



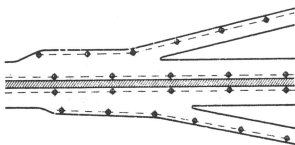
Figur XII-5.9:



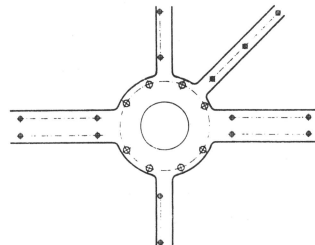
Figur XII-5.10



Figur XII-5.11



Figur XII-5.12



Figur XII-5.13

Figur XII-5.8/13: Eksempler på armaturplasieringer i kryss.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	BELYSNING TRAFIKKSKILT	Kapitel XII Avsnitt 6 Side nr. 1

6.1 GENERELT

Trafikkskiltene har til formål å veilede trafikantene om farer, reguleringer og gi spesiell informasjon utover det som vegen selv og trafikkreglene gir. En forutsetning er at skiltene sees og forstås. For å gjøre skilt godt synlig, er det viktig at de er iøynefallende plassert, at de er tilstrekkelig store, at det ikke er for mye annen informasjon på stedet og at det er god lyskontrast mellom skilt og bakgrunn. Videre er det viktig at skiltene har tilnærmet samme farge dag og natt.

Siden vegen er mindre synlig om natten, er skiltene viktigere ved kjøring i mørke. I mørke er det derfor av stor betydning at skiltene enten belyses separat eller fra bilens lys, og at de reflekterer tilstrekkelig lys, slik at skiltet med tekst, symboler og farge blir godt synlig for trafikantene.

Skiltets lystekniske kvalitet bestemmes av dets luminansnivå og luminansjevnhet, som er avhengig av dets refleksjonsevne og lyskildens lysytelse. Muligheten til å oppdage et skilt er avhengig av at det er tilstrekkelig kontrast mellom skiltets og omgivelsenes luminans. For å skjelve detaljer i skiltet, gjelder imidlertid at et optimalt luminansnivå gir bedre lesbarhet enn for lavt eller for høyt luminansnivå. Dette optimale luminansnivå avhenger av belysningen i skiltets omgivelser. Nødvendig luminansnivå for belyste skilter er derfor delt i tre klasser:

- Sterkt belyste butikkgater
- Andre belyste veger og gater
- Ubelyst veg

6.2 BEHOV FOR SKILTBELYSNING

Kunstig belysning av skilt brukes når skiltet ellers ikke blir tilstrekkelig belyst av bilens lys. I det følgende er angitt regler for belysning av trafikkskilt.

- 1) Påbudsskilt på trafikkøypiss og øymarkering (908) belyses dersom det ikke på annen måte kan sikres at skiltene reflekterer tilstrekkelig lys (se figur XII-6.2). Avkjøringsmarkeringer (912) på ramper fra motorveger skal normalt belyses.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	ÅR 1978
	BELYSNING TRAFIKKSKILT	Kapitel XII Avsnitt 6 Side nr. 2

- 2) Ved intensivt belyste gangfelt skal gangfeltskilt (516) alltid belyses.
- 3) Skilt på portaler skal normalt belyses. Unntak kan gjøres på godt belyste steder, ferjekaier etc.
- 4) Langs veger av klasse II b eller der trafikken er større enn 8000 kjøretøyer pr døgn, bør det vurderes om belysning av trafikkskilt for øvrig er nødvendig. I så fall er det ønskelig å få belyst skitene i figur XII-6.1. De øverste skiltene er viktigst o s v.

I tettbygd strøk		Utenfor tettbygd strøk	
516 og 140	Gangfelt (314 og 128)	516 og 140	Gangfelt (314 og 128)
202	Vikeplikt (121)	502.1	Motorveg (300 og 302)
204	Stopp (215)	og 504.1	
304	Innkjøring forbudt (201)	304	Innkjøring forbudt (201)
		306.6	Forbudt for syklende (207)
		306.7	Forbudt for gående (209)
		362	Fartsgrense (224)
		106.2 og 106.3	Smalere veg (106 og 197)
		132	Lyssignal (122)

Figur XII-6.1: Behov for kunstig belysning av skilt

- 5) Utover reglen om trafikkmengde, kan skilt belyses når de er spesielt ugunstig plassert, ved vegarbeid eller vegomlegging, hvis trafikken er spesielt stor om natten.

6.3

LUMINANSNIVÅ OG LUMINANSJEVNHET

Krav til luminansnivå på skiltets bakgrunnsfarge er gitt i figur XII-6.2. For ubelyst veg er det gitt forskjellige verdier, avhengig av om symbolet (tekst etc) er hvitt eller sort. Kun belyningsarmaturer godkjent av Vegdirektoratet kan brukes til belysning av trafikkskilt. Belysningen skal ved kontroll i marken tilfredsstille de krav til luminans som er gitt i figuren. Luminans måles vinkelrett på skiltet og det må påsees at fargene måles hver for seg.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	BELYSNING TRAFIKKSKILT	Kapitel XII Avsnitt 6 Side nr. 3

Farge	Ubelyst veg	Belyst veg	Butikkgate etc
Hvit	15	60	150
Gul	10	40	100
Rød	2,5	10	25
Grønn	2	8	20
Blå	1,5	6	15

Figur XII-6.2: Krav til min luminansnivå for forskjellige skiltfarger (cd/m^2)

Verdiene i fig XII-6.2 må ikke overskrides med mer enn 100%.

Med luminansjevnheth menes forholdet mellom det maksimale og det minimale luminansnivået (d v s forholdet mellom lyseste og mørkeste punkt) innenfor en og samme farge.

Luminansjevnheten er i figur XII-6.3 gitt for tre forskjellige skiltplater innen samme farge. Luminansjevnheten er i figuren gitt avhengig av skiltplattens høyde. For brede skilt (over 1,5 m) skal luminansjevnheten være 4 : 1 eller bedre i horisontalretningen.

Skiltplattens høyde	Luminansjevnheth
Under 1 m	6 : 1
1 - 3 m	8 : 1
Over 3 m	10 : 1

Figur XII-6.3: Krav til luminansjevnheth

6.4 BELYSNINGSARMATUR

Trafikkskilt kan være utvendig eller innvendig belyst. Det skal kontrolleres at alle belysningsarmaturer som brukes tilfredsstillende kravene i figurene XII-6.2 og XII-6.3. Vegdirektoratet vil utarbeide nærmere spesifikasjoner for godkjennelser.

For vanlige trafikkskilt (enkle skilt med symboler) plasseres belysningsarmaturen i en avstand av ca 0,65 m fra senter hovedskilt. 50 W Hg (kvikksølv) lampe gir normalt tilstrekkelig lys på skilt langs ubelyst veg. 80 W Hg lampe er tilstrekkelig på andre belyste vegeer og gater og 125 W Hg lampe brukes i sterkt belyste butikkgateer.



BELYSNING

TRAFIKKSKILT

Kapitel	XII
Avsnitt	6
Side nr.	4

På andre skilt langs vegen må armaturene plasseres slik at de gir jevn belysning på hele skiltet.

Skilt over vegbanen bør være belyst nedenfra med lysrør, fra siden eller ha innvendig belysning. Brukes utvendig belysning, må jevnheten kontrolleres og det må påses at lyset ikke blander trafikantene.

Innvendig belysning med lysrør gir god luminansjevnhet og energiøkonomi. Der det er økonomisk forsvarlig, bør innvendig belysning brukes. Spesielt er dette ønskelig for belysning av overhengende skilt. Innvendig belyste skilt skal normalt være reflekterende når de står lavere enn ca 3 m over kjørebanelen.

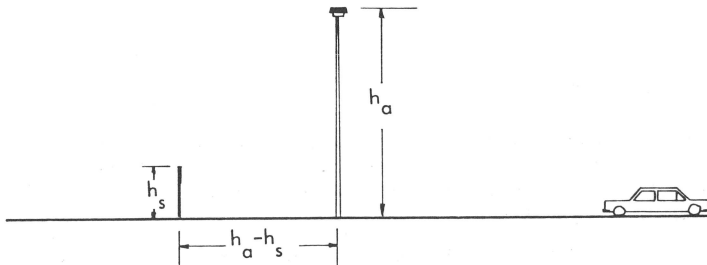
Bruk av innvendig belyste skilt forutsetter hyppig vedlikehold. Følgende skilter kan belyses innvendig:

516 og 140
404.1 og 404.2

Gangfelt (314 og 128)
Påbudsskilt på trafikkøye (258 og 259),
andre påbudsskilt og
skilter på portaler.

6.5 PLASSERING AV SKILT PÅ BELYSTE VEGER

På belyste veger er det viktig at trafikkskilt plasseres riktig i forhold til belyningsarmaturene. Dersom skiltene er særskilt belyst, kan skiltene plasseres etter behov. Ubelyste skilt på belyst veg bør imidlertid plasseres i en avstand lik armaturhøyden h_a minus skilthøyden h_s i kjøreretningen etter veglysmarmaturen. Dette er vist i figur XII-6.4.



Figur XII-6.4: Skiltplassering i forhold til belyningsarmatur

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1978
	BELYSNING GANG- OG SYKKELVEGER	Kapitel XII Avsnitt 7 Side nr. 1

7.1 GENERELT

Eventuell belysning av gang- og sykkelveger må vurderes i hvert enkelt tilfelle. Belysning av gang- og sykkelveger som føres inntil kjøreveg, må alltid sees i sammenheng med eventuelt lys for kjørevegen.

Tunneler for gående og syklende, som enten er lange, eller hvor dagslyset ikke slipper igjennom skal ha belysningsanlegg. Hærverk på lysarmaturer i gangtunneler er et problem og som et alternativ kan lysarmaturer som kaster lys inn i tunnelen plasseres utenfor. Det må påses at slikt lys ikke blander de kjørende.

For belysning av gang- og sykkelveger langs kjøreveger bør følgende prinsipper følges:

Der kjørevegen er belyst, må det sørges for at gang- og sykkelvegen får tilstrekkelig lys, slik at de gående og syklende vil benytte gang- og sykkelvegen. For at gang- og sykkelvegen skal fremtre som tilstrekkelig attraktiv, bør belysningsnivået ikke ligge under 50% av belysningsnivået på kjørevegen. Dette skulle også gjøre gående og syklende på gang- og sykkelvegen, som ønsker å krysse kjørevegen, tilstrekkelig synlige for bilførerne.

Ved belysning av gang- og sykkelveg inntil ubelyst kjøreveg må det påses at lyset ikke medfører synsnedsettelse for bilførere ved at deres syn tilpasser seg lyset fra gang- og sykkelvegen. Dette kan redusere bilføreres evne til å se gående og syklende som krysser kjørevegen.

7.2 LYTEKNISKE KRAV

Midlere belysningsstyrke på gang- og sykkelveger bør være minst 5 lux (midlere luminansnivå 0,3 - 0,4 cd/m²), men bør samtidig ikke være mindre enn 50% av midlere belysningsstyrke på kjørevegen. Belysningsjevnheten er definert som forholdet mellom minste og midlere belysningsstyrke, og skal minst være 0,2.



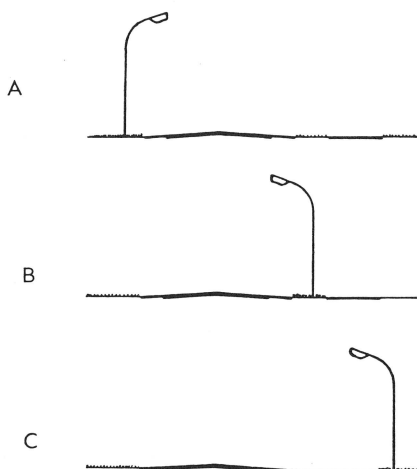
BELYSNING

GANG- OG SYKKELVEGER

Kapitel	XII
Avsnitt	7
Side nr.	2

7.3 PLASSERING AV ARMATURER

Der kjøreveg og gang- og sykkelveg ligger nær hverandre, vil det være tilstrekkelig å benytte en rekke med armaturer. Avhengig av armaturtyper og trafikkdelerens bredde kan armaturene plasseres langs A, B eller C, som vist i figur XII-7.1.



Figur XII-7.1: Eksempler på belysning av gang- og sykkelveg langs kjøreveg

Er trafikkdelerens bredde 2,75 m eller smalere, bør armaturene plasseres langs A eller C. Er trafikkdeleren bredere enn 2,75 m, men smalere enn 4 m, bør armaturene plasseres langs A eller B. Er trafikkdeleren 4 m eller bredere, bør armaturene plasseres langs B. Dersom trafikkdeleren er bredere enn 7 m, må de to anlegg belyses hver for seg.



VENTILASJON

KRAV TIL ATMOSFÆREN I TUNNELER

Kapitel	XIII
Avsnitt	1
Side nr.	1

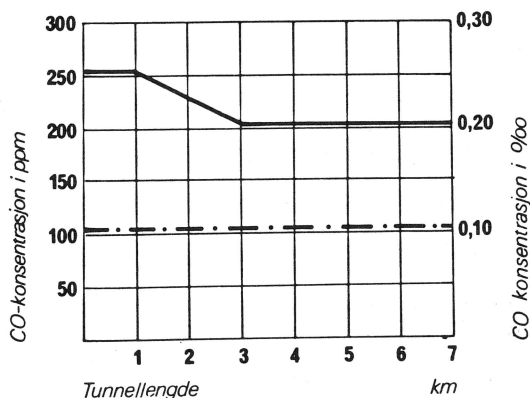
1.1 GENERELT

Hovedoppgavene til et ventilasjonsanlegg i en vegtunnel er til enhver tid å sørge for at konsentrasjonen av giftige og ubehagelige gasser holdes på et ufarlig nivå, og at konsentrasjonen av støv og sot ikke gir for dårlige siktforhold i tunnelen.

Med den normale sammensetning av gassene i eksosen, er det bare nødvendig å sette grenser for tillatt konsentrasjon av karbonmonoksyd (CO-gass) og nitrogendioksyd (NO₂-gass). Konsentrasjonene av de øvrige giftige gassene byr ikke på helsemessige faremomenter hvis en sikrer tilstrekkelig uttynning av CO- og NO₂-gassen.

1.2 GRENSEVERDIER FOR KARBONMONOKSYD

Tillatte CO-konsentrasjoner i tunneler, som funksjon av tunnellengden, er gitt i figur XIII-1.1.



Figur XIII-1.1: Grenseverdier for CO-gass i vegtunneler, c:

- Stengt for gang- og sykkeltrafikk
- - - Åpen for gang- og sykkeltrafikk



VENTILASJON

KRAV TIL ATMOSFÆREN I TUNNELER

Det er knyttet følgende forutsetninger til de foreslåtte grenseverdier:

- 1) Grensekonsentrasjonen 200-250 ppm skal bare nås unntaksvis og må ikke overskrides selv ved ugunstigste trafikkforhold.
- 2) Ved normal trafikk skal CO-innholdet i luften være vesentlig lavere.
- 3) Gjennomkjøringstiden skal ikke overskride 30 min.
- 4) For tunneler over ca 7 km må det settes strengere krav som vurderes spesielt.
- 5) Ved arbeid i tunnelen må CO-innholdet ikke overskride 50 ppm.

1.3 GRENSEVERDIER FOR NITROGENDIOKSYD

Nitrogenmonoksyd (NO) dannes ved forbrenning i bilmotoren. Denne gassen blir omdannet til nitrogendioksyd (NO₂) ved oksydasjon i luften. Oksydasjonshastigheten er avhengig av konsentrasjon av NO. I praksis vil nitrogendioksyd være den farligste av de to gassene i en vegtunnel. Hvis uttynningen av NO₂-gassen er tilstrekkelig, vil alltid NO-konsentrasjonen ligge på et ufarlig nivå.

For nitrogendioksyd (NO₂) er det satt en yrkeshygienisk takverdi. Takverdien er 5 ppm; og NO₂-konsentrasjonen i en tunnel skal ikke overskride denne verdien.

Grenseverdien (takverdien) gjelder enten tunnelen har, eller ikke har, gang- og sykkeltrafikk.

Ut fra utluftningstiden kan det settes krav til konsentrasjonen av nitrøse gasser i tunnelen, figur XIII-1.2.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	VENTILASJON KRAV TIL ATMOSFÆREN I TUNNELER	Kapitel	XIII
		Avsnitt	1
		Side nr.	3

Utluftningstid	Tillatt konsentrasjon av nitrøse gasser (NO_x) C_{NO_x}
Mindre enn 1/3 time	30 ppm
1/3 - 1/2 time	25 ppm
1/2 - 1 time	20 ppm
1 - 2 timer	15 ppm
2 - 5 timer	10 ppm
Over 5 timer	8 ppm

Figur XIII-1.2: Tillatt konsentrasjon av nitrøse gasser (NO_x)

1.4 GRENSEVERDI FOR TILLATT SIKTFORURENSNING

Grenseverdien for tillatt siktforurensning beregnes ut fra høyeste trafikkfart ved dimensjonerende trafikkmengde, se figur XIII-1.3. For vanlige vegtunneler bør ventilasjonsanlegget dimensjoneres for en fart på ca 60 km/h. For tunneler på motorveger hvor det generelle fartsnivået er høyere, bør en høyere fart i dimensjonerende time brukes. Partikkelinnholdet i luften er sammensatt av støv og sot fra forbrenningen.

Trafikkfart (km/h)	50	60	70	80	90
Høyeste partikkelinnhold i luften $\text{mg/m}^3 : \rho_{\text{sot}}$	1,4	1,25	0,9	0,7	0,5

Figur XIII-1.3: Grenseverdi for tillatt siktforurensning (partikkelforurensning) - ρ_{sot}

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.



VENTILASJON

LUFTBEHOV

2.1 CO-PRODUKSJON

Beregningsmodell for CO-produksjon fra biltrafikken:

$$Q_{oCO} = q_{oCO} \cdot M \cdot f_h \cdot f_s \cdot L$$

$$Q_{oCO} = \text{totalt produserte CO-mengder, m}^3/\text{h}$$

$$q_{oCO} = \text{basisverdi, CO-produksjon pr bil, m}^3/\text{km} \cdot \text{kjt}$$

$$M = \text{trafikkmengde, kjt/h}$$

$$f_h = \text{korreksjonsfaktor for høyde over havet, se figur XIII-2.1}$$

$$f_s = \text{korreksjonsfaktor for kjøring i stigning og redusert fart, se figur XIII-2.2}$$

$$L = \text{tunnellengde, km}$$

Friskluftbehovet Q_o luft finnes på grunnlag av produserte CO-mengder (Q_{oCO}) og tillatt CO-konsentrasjon i tunnelen c , (ppm). c finnes fra figur XIII-1.1.

$$Q_o \text{ luft} = \frac{Q_{oCO} \cdot 10^6}{c} \text{ m}^3/\text{h}$$

Dette friskluftbehovet som forutsetter normaltrykk (760 mmHg) og temperatur på 0° C omregnes til friskluftbehov ved ugunstigste atmosfæriske forhold ved dimensjonerende trafikkbelastning.

$$Q_{\text{luft}} = Q_o \text{ luft} \frac{P_o}{P} \cdot \frac{T_t}{T_o}$$

$$P_o = \text{normaltrykk 760 mmHg}$$

$$P = \text{aktuelt trykk}$$

$$T_o = \text{normaltemperatur 273°K}$$

$$T_t = \text{ aktuell middellufttemperatur i tunnelen, °K}$$



VENTILASJON

LUFTBEHOV

Kapitel

XIII

Avsnitt

2

Side nr.

2

2.1.1 Basisverdi for CO-produksjon, q_{oCO}

q_{oCO} settes lik $0,020 \text{ m}^3/\text{km} \cdot \text{kjt}$ ved kjøring på horisontal veg og fart 40 - 60 km/h. Høyden forutsettes lavere enn 400 m o h. CO-produksjon settes likt for alle kjøretøy.

2.1.2 Trafikkmengden, M

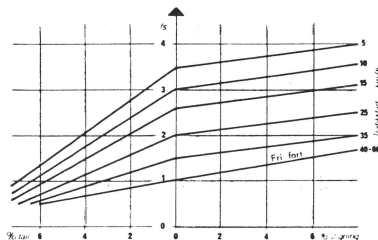
Dimensjonerende trafikkmengde angis vanligvis i kjt/h . Ved korte og intense trafikktopper kan det brukes kortere intervall. Det kan ikke regnes med kortere tider enn utluftningstiden for tunnelen.

Som dimensjonerende timetrafikk benyttes samme beregningsmetode som angitt i kapittel IV.

2.1.3 Korreksjonsfaktor for høyde over havet, f_{hh}

Høyde over havet i meter	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Korreksjonsfaktor f_{hh}	1,06	1,12	1,18	1,24	1,29	1,35	1,41	1,47

Figur XIII-2.1: CO-produksjon. Korreksjonsfaktor for høyde over havet, f_{hh}

2.1.4 Korreksjonsfaktor for kjøring i stigning og ved kjøring med lavere fart, f_s 

Figur XIII-2.2: CO-produksjon. Korreksjonsfaktor for kjøring i stigninger og ved kjøring ved lav fart, f_s

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	VENTILASJON LUFTBEHOV	Kapitel	XIII
		Avsnitt	2
		Side nr.	3

Dersom ikke trafikens fordeling på de to kjøreretninger er kjent, antas 2/3 å kjøre i stigning.

2.1.5 CO-produksjon ved tomgangskjøring

Ved tomgangskjøring kan det regnes med en midlere CO-produksjon på $0,5 \text{ m}^3/\text{h} \cdot \text{kjt}$. Denne verdien tilsvarer et bensinforbruk på ca 1 liter pr time og 6% CO i eksosgassen.

2.2 NO_x-PRODUKSJON

Beregningsmodell for produksjon av nitrøse gasser (NO_x):

$$Q_{\text{NO}_x} = q_{\text{NO}_x} \cdot (M_l + 10 M_t) \cdot f_s \cdot L$$

$$Q_{\text{NO}_x} = \text{produserte mengder NO}_x\text{-gass i tunnelen, m}^3/\text{h}$$

$$q_{\text{NO}_x} = \text{basisverdi for personbil, } 0,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{km} \cdot \text{kjt}$$

$$M_l = \text{trafikkmengde, lette kjøretøyer, kjt/h}$$

$$M_t = \text{trafikkmengde, tunge kjøretøyer, kjt/h}$$

$$f_s = \text{korreksjonsfaktor for kjøring i stigninger, se figur XIII-2.3}$$

$$L = \text{tunnellengde, km}$$

Konsentrasjonen av de nitrøse gassene finnes av:

$$C_{\text{NO}_x} = \frac{Q_{\text{NO}_x}}{Q_{\text{luft}}}$$

Q_{luft} er nødvendig friskluftmengde for uttytning av CO-gass eller siktforurensninger i tunnelen. Ut fra dette friskluftbehovet kan utluftningstiden beregnes. NO_x-konsentrasjonen kontrolleres i forhold til de oppsatte krav i punkt XIII-1.3.

2.2.1 Korreksjonsfaktor for stigninger, f_s

	← Fall %				% Stigning →		
	6	4	2	0	2	4	6
Korreksjonsfaktor	0,5	0,5	0,5	1	1,7	2,2	2,8

Figur XIII-2.3: Korreksjonsfaktor for stigninger, f_s

Dersom ikke trafikens fordeling på de to kjøreretninger er kjent, antas 2/3 å kjøre i stigning.

2.3 SIKTREDUSERENDE FORURENSNINGER

Beregningsmodell for siktproduserende forurensninger:

$$P_{\text{sot}} = P_{\text{sot}} (M_t + 0,08 M_l) f_{hh} \cdot f_s \cdot L$$

$$P_{\text{sot}} = \text{produserte mengder sot i tunnelen, mg/h}$$

$$P_{\text{sot}} = \text{basisverdi for sotproduksjon fra tungt kjøretøy: 750 mg/km tungt kjøretøy}$$

$$M_t = \text{trafikkmengde, tunge kjøretøy, kjt/h}$$

$$M_l = \text{trafikkmengde, lette kjøretøy, kjt/h}$$

Det regnes med at et lett kjøretøy gir 8% av den siktforurensning som et tungt kjøretøy gir.

$$f_{hh} = \text{korreksjonsfaktor for høyde over havet, når tunnelen ligger mer enn 400 m over havet, se figur XIII-2.4}$$

$$f_s = \text{korreksjonsfaktor for kjøring i stigninger, se figur XIII-2.5}$$

$$L = \text{tunnellengde i km}$$



VENTILASJON

LUFTBEHOV

2.3.1 Korreksjonsfaktor for høyde over havet, f_{hh}

	Høyde over havet i meter							
	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Korreksjonsfaktor f_{hh}	1,12	1,24	1,35	1,47	1,58	1,69	1,81	1,93

Figur XIII-2.4: Korreksjonsfaktor for høyde over havet, f_{hh} 2.3.2 Korreksjonsfaktor for stigninger, f_s

	← Fall i %				Stigning i % →				
	8	6	4	2	0	2	4	6	8
Korreksjonsfaktor f_s	0,5	0,5	0,7	0,8	1,0	1,8	2,7	3,6	4,5

Figur XIII-2.5: Korreksjonsfaktor for stigninger, f_s

Friskluftbehovet for uttynning av siktreduserende forurensninger:

$$Q_{\text{luft}} = \frac{P_{\text{sot}}}{\rho_{\text{sot}}} \text{ m}^3/\text{h}$$

$$P_{\text{sot}} = \text{sotproduksjon i tunnelen, mg/h}$$

$$\rho_{\text{sot}} = \text{krav til høyeste sotkonsentrasjon, mg/m}^3, \text{ figur XIII-1.4}$$

VEGNORMALER



STATENS VEGVESEN

GEOMETRISK UTFORMING

AR

Kapitel

Avsnitt

Side nr.

The main body of the page is a large, empty rectangular frame, intended for the technical drawing or geometric design of the road element specified in the header.



VENTILASJON

VENTILASJONSSYSTEMER

3.1 GENERELT

Vegtunneler kan ventileres etter tre forskjellige hovedprinsipp:

- Langslufting
- Halvtverrlufting
- Tverrlufting

3.2 LANGSLUFTING

Figur XIII-3.1 viser eksempel på virkemåter ved langslufting. Et slikt system kan bygges med eller uten sjakter/tverrslag. Luftstrømningen kan regnes som rørstrømning, og det kan settes opp enkle ligninger for luftbevegelsen gjennom tunnelen.

For tilfellet i figur XIII-3.1 fås:

$$\Delta p = \frac{\rho}{2} \left(\zeta_i + \lambda \frac{L}{D} + 1 \right) u^2 + \rho L \frac{du}{dt} \quad (1)$$

her er

$$\Delta p = \text{trykktapet gjennom tunnelen, N/m}^2$$

$$\rho = \text{luftens tetthet, kg/m}^3$$

$$\zeta_i = \text{koeffisient for innløpstag 0,5}$$

$$\lambda = \text{koeffisient for strømningstag. For en råsprenget tunnel kan denne settes til ca 0,05}$$

$$L = \text{tunnellengde i m}$$

$$D = \text{hydraulisk diameter, m}$$

$$u = \text{lufthastighet, m/sek}$$

Tapsleddet (friksjonsleddet) vil oftest være dominerende i denne ligningen. Akselerasjonsleddet vil mest virke som utjevning av lufthastigheten. I praksis kan det antas at luftstrømningen er stasjonær og ligningen kan forenkles til:

$$\Delta p = \frac{\rho}{2} \left(\zeta_i + \lambda \frac{L}{D} + 1 \right) u^2 \quad (2)$$

Singulærtap i forbindelse med strømning gjennom bend, innsnevringer etc i forbindelse med sjakter o l kan uttrykkes som funksjon av hastighetshøyden i tunnelen.

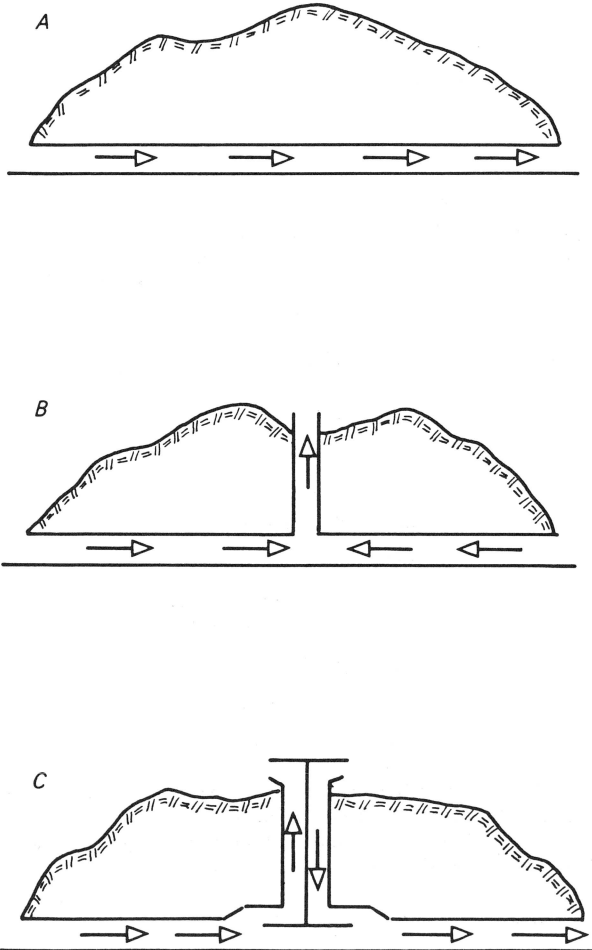


VENTILASJON

VENTILASJONSSYSTEMER

$$\Delta p_{\text{sing}} = k \frac{\rho}{2} u^2 \quad (3)$$

Faktoren k er avhengig av geometriske forhold og finnes i håndbøker.



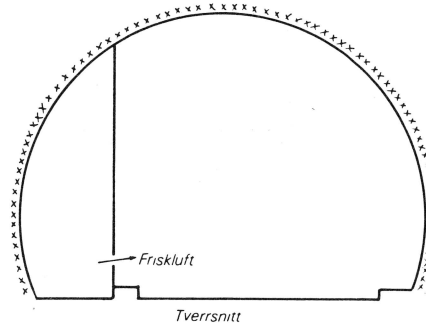
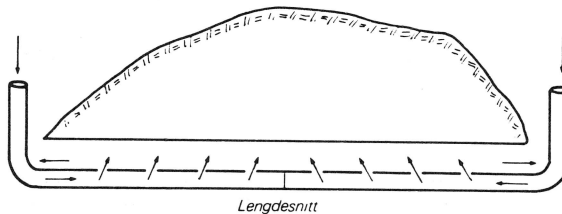
Figur XIII-3.1: Virkemåten for langsluftings-system.
Ventilatorene vil oftest være reverserbare.



3.3 HALVTVERRLUFTING

Figur XIII-3.2 viser virkemåten for halvtverrlufting. Friskluft føres inn i tunnelen via en separat kanal hvor den fordeles jevnt langs tunnelen gjennom sideventiler. Friskluftkanalen kan plasseres over, under eller ved siden av trafikkkrommet, alt etter det som er mest praktisk. Ventilåpningene for luftinntaket til trafikkkrommet bør alltid plasseres lavt i tunnelen. Luftventilene vil også kunne benyttes som forholdsvis sikre tilfluktsplasser ved brann hvis trafikantene kan lokalisere dem. Luftinntakene bør derfor markeres med lyspunkter i ventilåpningene.

Ved halvtverrlufting kan også den forurensete luft suges ut i egen kanal, slik at tilførselen av friskluft skjer gjennom portalene. En slik løsning er uønsket fordi det lett kan oppstå soner i tunnelens midtparti som får svært dårlig utlufting (vanskeligere å regulere jevnt sug enn jevn utblåsing fra ventiler). I en brannsituasjon er det sikkerhetsmessig gunstigere med jevnt fordelt frisklufttilførsel enn utsuging fra tunnelen.



Figur XIII-3.2: Halvtverrlufting

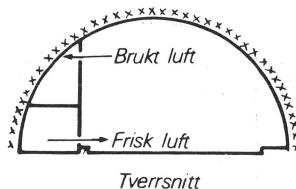
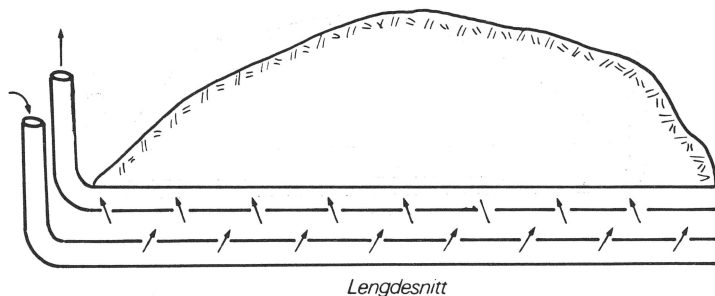


VENTILASJON

VENTILASJONSSYSTEMER

3.4 TVERRLUFTING

Ved tverrlufting blir friskluft tilført tunnelen gjennom ventiler i en separat luftkanal og den forurensete luften tatt ut gjennom tilsvarende ventiler og ført bort i luftkanal adskilt fra trafikkrommet, se figur XIII-3.3. Hvis det ikke er naturlig ventilasjon i tunnelen, vil all luftstrømning foregå på tvers. Også ved full tverrlufting er det viktig at frisklufttilførselen til tunnelen skjer nær vegbanen. Eksosgassene er varmere enn tunnelluften og vil stige opp mot taket, utsugingsventilene bør derfor plasseres høyt i tunnelen. Ventilene for tilførsel av friskluft og utsuging av forurenset luft må plasseres slik i tverrsnittet at friskluften blandes godt i tunnelen. Ventilene bør plasseres vekselvis i lengderetningen slik at en utsugingsventil kommer omtrent midt mellom to tilførselspunkter.



Figur XIII-3.3: Tverrlufting



4.1 GENERELT

De kreftene som forårsaker ventilasjon i en tunnel kan inndeles i tre:

- Meteorologiske ventilasjonskrefter
- Stempeffekt fra kjøretøyer
- Mekaniske ventilasjonskrefter

En tunnel vil vanligvis være utsatt for to eller alle ventilasjonskreftene samtidig, avhengig av om det er installert mekanisk ventilasjonsanlegg i tunnelen.

Ventilasjon som skyldes meteorologiske krefter og stempeffekt fra kjøretøyer betegnes som naturlig ventilasjon.

4.2 NATURLIG VENTILASJON

4.2.1 Meteorologiske ventilasjonskrefter

Meteorologiske ventilasjonskrefter kan optre som

- A Temperaturkrefter
- B Vindkrefter
- C Innvirkning fra klimaskille

De meteorologiske ventilasjonskreftene er oftest ustabile og det kan være vanskelig å forutsi styrke og fordeling av de ulike bidragene. Dette gjelder spesielt for vindkrefter og innvirkning fra klimaskiller. Temperaturkreftene kan være noe mer stabile og lettere å få oversikt over.

A - Temperaturkrefter

Forutsetningen for denne effekten er at tunnelinnslagene (evt tversslag og sjaktåpninger) ligger i ulik høyde og at det er en temperaturforskjell mellom luften i og utenfor tunnelen. Trykkdifferansen mellom tunnelinnslagene blir

$$\Delta p_T = \gamma_U \frac{\Delta T}{T_t} \Delta H \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (4)$$

hvor

T_t = midlere lufttemperatur i tunnelen, °K

γ_U = luftens spesifikke vekt ved nedre innslag, N/m³



VENTILASJON

VENTILASJONSKREFTER

Kapitel	XIII
Avsnitt	4
Side nr.	2

ΔT = differansen mellom midlere lufttemperatur i tunnelen og lufttemperatur ved nedre innslag, °K

ΔH = høydeforskjell mellom tunnelinnslagene evt mellom innslag og sjaktåpninger, m

Trykkgradienten er rettet mot den høyeste av geo- eller lufttemperaturen. Når temperaturene er like, oppstår det labile tilstander. Dette er ofte tilfelle vår og høst.

B - Vind

Vindkreftenes innflytelse på ventilasjonsforholdene er vanskeligere å få oversikt over. Trekretningen vil normalt være lik den mest fremtredende vindretning på stedet. Små retningsforskjeller kan gi vidt forskjellige ventilasjonsforhold i tunnelen.

Trykkdifferansen mellom tunnelinnslagene uttrykkes som:

$$\Delta p_v = k \frac{\rho}{2} v_1^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (5)$$

hvor

ρ = luftens tetthet, kg/m³

v_1 = vindhastighet, målt på et frittliggende punkt i nærheten av tunnelen

k = koeffisient, avhengig av vindretning og topografiske forhold

C - Klimaskiller

Markerte terrengformasjoner danner ofte klimaskille mellom nærliggende områder. Passerer en tunnel et klimaskille, vil den gi drenasjemulighet for trykkdifferansen mellom tunnelinnslagene, og luftstrømmer gjennom tunnelen oppstår selv om det er rolige vindforhold ved begge tunnelmunningene.

Går tunnelen fra et soloppvarmet til et skyggefullt område som ikke har noen mulighet for "temperaturdrenasje", kan trykkdifferansen anslås til:

$$\Delta p_t = \gamma \frac{\Delta t}{T_u} h \quad (\text{N/m}^2) \quad (6)$$

hvor

γ = midlere spesifikke vekt for luften, N/m³

Δt = midlere temperaturdifferanse for luften over (ved) innslagene

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	VENTILASJON VENTILASJONSKREFTER	Kapitel	XIII
		Avsnitt	4
		Side nr.	3

- T_u = midlere lufttemperatur, °K
 h = høydedifferanse mellom tunnelnivå og dreneringsnivå for luften over tunnelen (overdekning for tunnelen), m

Ventilasjonskrefter p g a klimaskiller oppstår oftest i lange tunneler som passerer større fjellpartier. For de fleste tunneler er sannsynligvis denne effekten liten.

4.2.2 Stempeleffekten fra kjøretøy

Når biler trafikerer en tunnel med en fart som er forskjellig fra luft-hastigheten i tunnelen, vil de utøve et trykk (skyvekraft) mot luftmassene i tunnelen.

Den kraften som bilene utøver på luften i tunnelen (luftmotstanden) uttrykkes som

$$P_F = \frac{\rho}{2} \frac{\zeta_F \cdot A_F}{\left(1 - \frac{A_F}{A_T}\right)^2} (N_+ (V_T - u)^2 - N_- (V_T + u)^2) \quad (7)$$

hvor

P_F = "stempelkraft", N

ρ = luftens tetthet, kg/m³

A_T = tunneltverrsnitt, m²

A_F = biltverrsnitt

personbiler $A_F \sim 2 \text{ m}^2$

lastebiler og busser $A_F \sim 4 - 8 \text{ m}^2$

ζ_F = formfaktor for å finne effektiv motstandsflate

personbiler $\zeta_F \sim 0,5$

lastebiler og busser $\zeta_F \sim 1,0 - 1,7$

N_+ og N_- = antall biler inne i tunnelen på et gitt tidspunkt i dimensjonerende time som kjører med dimensjonerende fart, med (+) og mot (-) luftstrømmen

V_T = trafikkfart, m/sek

u = lufthastighet, m/sek



VENTILASJON

VENTILASJONSKREFTER

A - Tunneler med énvegs trafikk

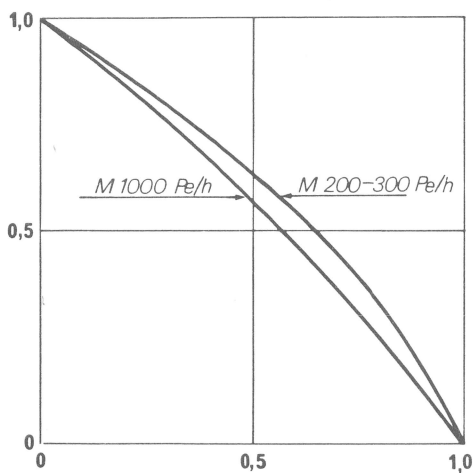
For énvegstrafikerte tunneler kan formelen for den kraft som bilene utøver på luften i tunnelen forenkles til:

$$P_F = \frac{\rho}{2} \frac{\xi_F \cdot A_F}{\left(1 - \frac{A_F}{A_T}\right)^2} N (v_T - u)^2 \quad (8)$$

Stempeleffekten kan redusere den naturlige utlufting når kjøreretningen er motsatt trekkretningen.

B - Tunneler med trafikk i begge retninger

Når det går trafikk i begge retninger, blir stempeleffekten helt eller delvis eliminert. Figur XIII-4.1 viser den reduksjonsfaktor $f_{M-/M+}$ som lufthastigheten, u , må multipliseres med når det går trafikk i begge retninger. Det er forutsatt at trafikkkfarten er den samme i begge kjøreretninger.



Trafikkmengdeforhold: $M-/M+$

Figur XIII-4.1: Reduksjonsfaktor for lufthastighet ved trafikk i begge retninger $f_{M-/M+}$

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR 1977
	VENTILASJON VENTILASJONSKREFTER	Kapitel XIII Avsnitt 4 Side nr. 5

4.3 MEKANISK VENTILASJON

Mekanisk langslufting kan bygges etter to hovedprinsipper: Impulsventilatorer eller ventilatorer plassert i sjakter eller tverrslag. Ved impulsventilatorer skapes en luftstrøm i tunnelen ved at stråleventilatorer avgir en kraftimpuls til luftmassene. Ved ventilatorer plassert i sjakter, presses frisk luft inn eller forurenset luft ut av tunnelen.

A - Impulsventilatorer

Ved beregning av strømmingstapet etter ligning (2) er det forutsatt jevn lufthastighet gjennom tunnelen. Impulsventilatoren gir vesentlig høyere lufthastighet og større turbulens tap enn ved jevnt hastighetsprofil i tunnelen. Dette tas hensyn til i beregningene ved at det innføres en virkningsgradfaktor for impulsventilatorene.

Ventilatorene vil normalt bli opphengt i hengen, én og én eller flere sammen hvis plassforholdene tillater det. Resirkulasjon (tilbakestrømming) av luft under viftene bør unngås. Avstanden mellom ventilatorene i tunnelens lengderetning bør være så stor at luftstrømmen blandes mellom hver vifte evt viftegruppe, ca 50-60 m vil normalt være tilstrekkelig avstand.

I tunneler med trafikk i begge retninger bør impulsventilatorene være reversible slik at de kan kjøres i samme retning som de naturlige ventilasjonskrefter. Ved branntilfeller i tunnelen bør brannstedet kunne luftes ut mot den nærmeste tunnelåpningen, slik at ikke mesteparten av tunnelen blir røykfylt.

I tunneler med trafikk i én kjøreretning, vil ventilasjonsretningen normalt være den samme som trafikketningen. Det er derfor ikke så viktig med reversible impulsventilatorer i slike tunneler.

B - Ventilatorer plassert i sjakter eller tverrslag

Ved å dele en tunnel opp i flere avsnitt ved hjelp av sjakter eller tverrslag skapes mulighet til å fornye luften i et langsluftingssystem. Anlegg av sjakter og tverrslag fører imidlertid til at luftbevegelsene gjennom tunnelen blir mer komplisert og det kan være vanskelig å få en slik tunnel til å virke tilfredsstillende under alle vær- og trafikforhold.

Tunneler kan i lange tidsrom ha store naturlige ventilasjonskrefter, og et mekanisk ventilasjonsanlegg må utformes slik at naturlig og mekanisk ventilasjon ikke oppveier hverandre i noen del av tunnelen (skaper ventilasjonsskygger). Dette unngås ved å bygge et fleksibelt system med reverserbare vifter, doble sjakter o l.

**VENTILASJON**

VENTILASJONSKREFTER

Kapitel XIII

Avsnitt 4

Side nr. 6

**4.4 SAMVIRKNING AV NATURLIGE OG MEKANISKE
VENTILASJONSKREFTER**

Ved dimensjonering av et mekanisk langsluftingsanlegg, må det tas hensyn til naturlige ventilasjonskrefter. Dette kan gjøres på flere måter.

- A Ventilasjonsretningen kan styres automatisk etter den naturlige ventilasjonsretningen
- B Ventilasjonsretningen kan gjøres uavhengig av de naturlige ventilasjonsforholdene i tunnelen
- C Ventilasjonsretningen kan forandres manuelt i takt med periodisk eller sesongvis dominerende naturlig ventilasjonsretning.



VENTILASJON

SIKKERHETSFORHOLD

5.1 VED LANGSLUFTING

På veger med liten eller moderat trafikk i begge retninger vil en tunnel med langslufting normalt være rimeligst.

Denne ventilasjonsmetoden søkes brukt så langt det er sikkerhetsmessig forsvarlig. Ved et bilhavari med brannutbrudd vil en slik tunnel lett få trafikkoppnopninger på begge sider av brannstedet og de personene som får ført brannavgassene mot seg kan lett komme i en farlig situasjon. Dette begrenser bruken av denne ventilasjonsmetoden.

For langsluftede tunneler skilles det mellom tunneler med trafikk i begge retninger og énvegstrafikerte tunneler.

Et bilhavari i en énvegstrafikert tunnel gir normalt bare trafikkoppnopninger fremfor ulykkesstedet. Trafikanter som oppholder seg her vil normalt ha frisklufttilførsel i ryggen og vil ikke bli utsatt for fare i tilfelle det oppstår brann ved havariet. Bak ulykkesplassen vil det ikke dannes trafikkoppnopninger da disse bilene har fri veg ut av tunnelen.

De angitte kravene til sikkerhetsforhold i vegtunneler må anses som minsteverdier. Hvor forholdene tillater det, må det tilstrebtes å forbedre sikkerhetsforholdene, både når det gjelder ventilasjonsanlegg, ekstra sikkerhetstiltak og vedlikeholdsrutiner.

5.1.1 Tunneler med trafikk i begge retningerr

Langslufting i tunneler med trafikk i begge retninger aksepteres når dimensjonerende ventilasjonsbehov, uttrykt som dimensjonerende lufthastighet, er lavere enn basisgrensene angitt på figur XIII-5.1. Kurve 1 gjelder når det ikke er iverksatt tiltak utenom minstekravene. Kurve 2 gjelder når det i tillegg er satt restriksjoner på trafikk med spesielt brannfarlige, eksplosjonsfarlige, etsende eller giftige laster, og gjennomført effektiv kontroll av denne transporttypen.

Sikkerhetsutstyr og sikkerhetstiltak i tunneler bør tilfredsstillende følgende minstekrav:

1. Med jevne mellomrom skal det plasseres lett synlige nødhjelpestasjoner som inneholder:
 - a) Lette håndholdte brannslukningsapparater
 - b) Brannvarslingsanlegg, evt automatiske brann-detektorer i tunnelhengen



VENTILASJON

SIKKERHETSFORHOLD

Kapitel XIII

Avsnitt 5

Side nr. 2

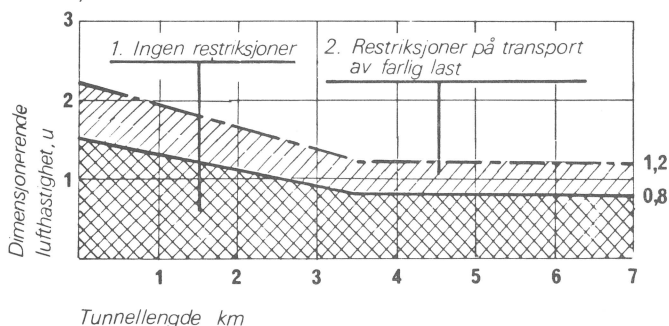
c) Nøddlys som virker selv om hovedkrafttilførselen til tunnelen faller ut

d) Nøddtelefoner

Avstanden mellom nøddhjelpestasjoner bør maksimalt være ca 200-250 m.

- Trafikklysanlegg som stenger innkjøringen til tunnelen ved brann.
- Det skal være forbikjøringsforbud i 2-vegs trafikerte tunneler. Det kan gjøres unntak for dette hvor forbudet fører til større vansker for trafikkavviklingen på det tilstøtende vegnett. For eksempel på høyfjellsveger om vinteren hvor det er spesielle problemer med snøforholdene.

m/sek



Figur XIII-5.1: Basisgrenser for dimensjonerende luft-hastighet ut fra tunnellengde

Tunnellengden i figur XIII-5.1 reduseres ikke ved å dele tunnelen i flere ventilasjonsavsnitt.

Basisgrensene for bruk av langslufting på figur XIII-5.1 kan heves ved å gjennomføre tiltak utover minstekravene:

- Ved å dele tunnelen i flere ventilasjonsavsnitt kan basis-grensene økes med 0,2 m/s ved første oppdeling og ytterligere 0,1 m/s pr ny oppdeling.
- Dersom det også gis evakueringsmulighet gjennom ventilasjonsdelen, er utvidelsen av basisgrensene 0,3 m/s ved første oppdeling og ytterligere 0,15 m/s pr ny oppdeling.

VEGNORMALER  STATENS VEGVESEN	GEOMETRISK UTFORMING	AR	1977
	VENTILASJON SIKKERHETSFORHOLD	Kapitel	XIII
		Avsnitt	5
		Side nr.	3

Utvidelsene av basisgrensene for bruk av langslufting er uavhengig av tunnallengden. Basisgrensen for en tunnel som deles i flere avsnitt kan ikke settes høyere enn basisgrensen for tunneler med lengde lik det enkelte tunnelavsnitt.

5.1.2 Énvegstrafikerte tunneler

Når den dimensjonerende lufthastigheten overskrider 8-10 m/s, bør andre ventilasjonsmetoder vurderes.

5.2 VED HALTVERRLUFTING

Ved brann i en tunnel med halvtverrlufting vil, på samme måte som ved langslufting, brannavgassene spre seg langs trafikkrommet. Spredningshastigheten for brannavgassene vil også kunne bli av omtrent samme størrelse. Når ventilasjonsanlegget er innkoplet, vil lufttilførselen kunne skape en gunstig lagdeling i tunnelen og luftinntakene vil virke som friskluftkilder som kan være relativt sikre tilfluktsplasser. Dette gjør at et halvtverrluftingssystem generelt må ansees for å ha bedre sikkerhetsegenskaper enn et langsluftingsanlegg i en tunnel med trafikk i begge retninger. Sikkerhetsgevinstene i forhold til langslufting vil være større jo sterkere anlegget er dimensjonert. I tunneler med svakt trafikkgrunnlag, og spesielt ved kraftig naturlig ventilasjon, synes ikke sikkerhetsforholdene å bli vesentlig bedre enn ved ren langslufting. Her vil luftmengdene som tilføres tunnelen via det mekaniske ventilasjonsanlegget oftest være av samme størrelsesorden, eller ofte endog mindre enn den naturlige langsluftingen i tunnelen, slik at uttynningseffekten av brannavgassene bak brannstedet kan bli beskjeden.

Sikkerhetsforholdene ved halvtverrlufting vil imidlertid bli dårligere enn ved langsluftede énvegstrafikerte tunneler.

5.3 VED TVERRLUFTING

Et tverrluftingssystem gir generelt det sikreste ventilasjonsanlegget i en vegtunnel. Ved brann blir friskluft tilført bak brannstedet og brannavgassene vil etter hvert bli sugd ut av tunnelen. Det oppnås derfor en dobbel fortynningseffekt av de farlige gassene. Hvor raskt denne uttynningen skal skje, er avhengig av kapasiteten for ventilasjonsanlegget og



VENTILASJON

SIKKERHETSFORHOLD

Kapitel	XIII
Avsnitt	5
Side nr.	4

styrken av den langsgående luftstrømmen som oftest vil være til stede i en tunnel. Sikkerheten er derfor best i tunneler hvor ventilasjonsbehovet krever et kraftig dimensjonert ventilasjonsanlegg.

I svakt trafikkerte tunneler vil det oftest være økonomisk urealistisk å bygge et kraftig dimensjonert ventilasjonsanlegg. I slike tunneler hvor tverrluftingsanlegget er dimensjonert etter den vanlige trafikk situasjonen, blir det ofte langsgående luftstrømmer med ventilasjonskapasitet av samme størrelsesorden som kapasiteten for tverrluftingsanlegget. Ved en eventuell brann vil forholdene nærme seg de som oppstår ved halvtverrlufting i store deler av tunnelen. Sikkerheten i tunneler med tverrluftingssystem med liten kapasitet, må derfor anses som dårligere enn f.eks. sikkerheten i énvegstrafikkerte tunneler med langslufting. Denne ventilasjonsmetoden synes derfor å være lite aktuell, spesielt i råsprengte énvegstrafikkerte tunneler.

5.4 ANBEFALING

På bakgrunn av de noe spesielle norske forhold med mange og lange tunneler med relativt små trafikkmengder, bør det satses på langsluftingsanlegg. En vurdering av den generelle sikkerhetsstandarden på det øvrige vegnettet og ulykkesrisikoen tilsier heller ikke utstrakt bruk av de mer trafikk sikre, men kostbarere ventilasjonssystemene.

I tettbygde strøk eller på veger med høy trafikkbelastning og fartsnivå, vil sikkerhetsspørsmålet være så stort at andre og mer kompliserte løsninger må benyttes.

Vegnormalene består av følgende bøker:
017 – Geometrisk utforming
018 – Vegbygging
019 – Gatnormaler
050 – Trafikkavvikling

Bestilling av ovennevnte bøker kan skje til:
Vegdirektoratet
Kontoret for teknisk rasjonalisering
Håndboksekretariatet
Boks 8109
Dep.,
OSLO 1
Tlf. (02) 20 60 50