

# Trafikteknik

Håndbog for

# Kapacitet og serviceniveau

Vejdirektoratet – Vejregelrådet September 2015

Vejdirektoratets sagsnummer: 14/04141

# FORORD

Denne håndbog er en revideret udgave af vejregel for beregning af vejes kapacitet og serviceniveau. Første udgave af håndbogen blev udgivet i juli 1999 og blev udarbejdet af en arbejdsgruppe nedsat af Vejdirektoratet og DTU Transport (tidl. Institut for Planlægning), med udgangspunkt i følgende kommissorium:

Udvikling og forbedring af generelle metoder til beskrivelse og bestemmelse af kapacitet, serviceniveau og andre generelle mål for trafikafvikling nu og i fremtiden, bl.a. fastlæggelse af nye værdier for grundlæggende kapacitet og korrektionsfaktorer for strækninger og kryds.

Målet er at kende ydeevnen samt kvaliteten/belastningen af vejnettet. Fagområdet dækker både en drifts- og en planlægningssituation, og målgruppen er trafikteknikere, vejbestyrelser og trafikanter.

Den foreliggende udgave af håndbogen er i forhold til foregående udgave fra september 2010 ændret på en række konkrete punkter i henhold til ny viden på området. Endvidere er håndbogen udvidet med et kapitel om vejarbejder samt revideret visse steder med hensyn til forklarende tekst. Metode for beregning af vekselstrækninger er som i foregående udgave udeladt, og der må derfor indtil videre henvises til udenlandske kilder eller foretages beregning ved mikrosimulering.

De vigtigste konkrete ændringer i forhold til foregående udgave er:

- Den grundlæggende kapacitet af vej med fire spor eller flere er reduceret fra 2300 til 2200 personbilenheder pr. time pr. kørespor (tabel 3.1)
- Personbilækvivalenten for køretøjer med længde 5,8-12,5 meter på strækning med fire spor eller flere er reduceret fra 2,0 til 1,8 (tabel 3.5)
- Personbilækvivalenter for store køretøjer i prioriteret kryds er justeret (tabel 4.1)
- Kritiske intervaller og følgetider i prioriterede kryds er justeret (tabel 4.2)
- Ændret reduktionsfaktor for udkørende trafik større end 800 personbilenheder pr. time i 2-sporet rundkørsel (tabel 5.3)
- Justerede følgetider i signalregulerede kryds (tabel 6.2)

Gennemførelse af ændringerne til udgaverne efter 1999 er hovedsagelig foretaget af:

Ingeniør Frederik Borgeskov, Vejdirektoratet  
Civilingeniør Poul Greibe, Trafitec  
Civilingeniør Kenneth Kjemtrup, Vejdirektoratet  
Civilingeniør Henning Sørensen, Vejdirektoratet



# INDHOLDSFORTEGNELSE

FORORD .....	2
INDHOLDSFORTEGNELSE .....	4
1. INDLEDNING .....	6
1.1 Baggrund .....	6
1.2 Makroskopisk analyse af vejnet .....	6
1.3 Pc-programmet DanKap .....	7
1.4 Generelt om analyseværktøjer .....	8
2. TRAFIKDATA .....	9
2.1 Trafikparametre .....	9
2.2 Indsamling af trafiktal .....	9
2.3 Trafiktyper, opregningsfaktorer .....	12
2.4 Trafikgrundlag for dimensionering .....	15
3. KAPACITET OG SERVICENIVEAU FOR FRI STRÆKNING .....	25
3.1 Indledning .....	25
3.2 Definitioner .....	26
3.3 Kapacitetsberegning for vejtyper .....	27
3.4 Cykeltrafik på strækninger .....	34
3.5 Sporreduktion på fri strækning .....	34
3.6 Beregning af kølængde og forsinkelse ved overbelastet strækning .....	36
3.7 Bestemmelse af serviceniveau for en vejstrækning .....	39
3.8 Beregningsprocedure for kapacitet og serviceniveau .....	51
4. KAPACITETSBEREGNING AF PRIORITERET VEJKRYDS .....	53
4.1 Kapacitetsvejledningens anvendelsesområde .....	54
4.2 Nødvendige indgangsvariable .....	55
4.3 De anvendte modeller til kapacitetsberegning af prioriterede vejkryds .....	55
4.4 Opbygningen af vejledningen til kapacitetsberegning af prioriteret kryds .....	60
4.5 Procedure til beregning af kapacitet i prioriteret kryds .....	60
4.6 Skema til manuel beregning af prioriteret kryds .....	77
5. KAPACITETSBEREGNING AF RUNDKØRSEL .....	81
5.1 Kapacitetsvejledningens anvendelsesområde .....	81
5.2 Nødvendige data og typer af rundkørsler .....	82
5.3 Anvendte modeller til kapacitetsberegning af rundkørsel .....	83
5.4 Opbygning af vejledningen til kapacitetsberegning af rundkørsler .....	87
5.5 Procedure til beregning af rundkørselens kapacitet .....	87
5.6 Skema til manuel beregning af rundkørsel .....	101

6.	KAPACITETSBEREGNING AF SIGNALREGULERET KRYDS .....	105
6.1	Kapacitetsvejledningens anvendelsesområde .....	105
6.2	Nødvendige indgangsvariable .....	106
6.3	Anvendte modeller til kapacitetsberegning af signalreguleret kryds .....	106
6.4	Opbygning af vejledningen til kapacitetsberegning .....	111
6.5	Procedure til beregning af kapacitet i signalreguleret kryds .....	112
6.6	Skema til manuel beregning af signalreguleret kryds .....	135
7.	KAPACITETSBEREGNING AF FLETTESTRÆKNINGER .....	139
7.1	Vejledningens anvendelsesområde .....	139
7.2	Databehov og resultat af kapacitetsberegning for flettestrækning .....	140
7.3	Opbygning af vejledning til kapacitetsberegning af flettestrækning .....	141
7.4	Procedure til kapacitetsberegning af flettestrækning i separat til- eller frakørsel .....	141
8.	VEKSELSTRÆKNINGER .....	151
9.	TRAFIKAFVIKLING VED VEJARBEJDER .....	153
9.1	Indledning .....	153
9.2	Trafikafvikling ved vejarbejde .....	154
9.3	Fastsættelse af trafikken mod strækningen med vejarbejde .....	158
9.4	Estimering af kapacitet ved forskellige former for afvikling af trafikken .....	164

# 1. INDLEDNING

## 1.1 Baggrund

Denne håndbog kan benyttes ved makroskopisk analyse af vejes kapacitet og serviceniveau i såvel åbent land som byområde. Der foreligger også håndbog om mikroskopisk analyse af trafikafvikling og håndbog om indsamling, behandling og præsentation af rejsetidsdata. Alle nævnte håndbøger omhandler metoder til beskrivelse af trafikens fremkommelighed i form af hastighed og forsinkelse.

Denne håndbogs teoretiske baggrund er i høj grad baseret på udenlandske kilder og modeller. Der indgår dog også empiriske modeller, og disse, samt de fleste af de anbefalede parameterværdier, er baseret på målinger af dansk trafikafvikling. Der henvises til særskilt hæfte med baggrund og dokumentation.

## 1.2 Makroskopisk analyse af vejnet

Denne håndbog indeholder en detaljeret og systematisk gennemgang af forudsætninger og beregningsmetoder vedrørende kapacitet og serviceniveau for strækninger og knudepunkter.

De behandlede metoder, modeller og parametre er alle på trafikstrømsniveau til såkaldt makroskopisk analyse. Herved forstås, at hele trafikstrømme behandles samlet ved statistiske modeller, som giver resultater i form af middelværdier.

Modellerne, der præsenteres i håndbogen, er alle opbygget til analyse af et enkelt vejelement, fx en delstrækning, en rundkørsel eller en flettestrækning, som er isoleret fra andre vejelementer. I tilfælde hvor der konstateres dårlig trafikafvikling på et vejnet, må man således indledningsvist foretage en vurdering af vejnettet som helhed og herved udpege nettets problemsteder og flaskehalse, dvs. steder hvor der periodevist forekommer en trafikbelastning, der er tæt på eller over kapacitetsgrænsen. Disse steder kan herefter analyseres hver for sig ved brug af anvisningerne i denne håndbog.

Det er vigtigt, at flaskehalsene identificeres og rangordnes efter deres belastning og placering på vejnettet. Ved løsning af ét problemsted kan der dukke et andet op, hvilket betyder at en anden flaskehals bliver afgørende for vejnettets samlede afvikling af trafik. I den tid hvor man endnu ikke har udbedret alle flaskehalsene, kan man risikere ikke at opnå den fulde nytte af de foretagne forbedringer, fordi en del af kødannelsen populært

sagt flytter fra den flaskehals, der udbedres, til den eller de øvrige potentielle flaskehalse, som nu viser sig på vejnettet.

For serviceniveau fokuseres i håndbogen hovedsagelig på trafikanters ønske om fremkommelighed. For fri strækning er som indikator for serviceniveauet valgt strækningsmiddelhastigheden, og for kryds er valgt middelforsinkelse pr. køretøj. Yderligere indgår belastningsgrad som indikator for fri strækning, og herved belyses også et mere komfortmæssigt aspekt for trafikanterne, og denne indikator kan endvidere af vejmyndigheden anvendes til at vurdere behovet for en forestående kapacitetsforøgelse.

I kapitel 2 beskrives indsamling og bearbejdning af trafikdata, der er nødvendig for kapacitetsberegningen og som grundlag for at vurdere en beregnet kapacitet i forhold til en given eller forventet trafikmængde.

Kapitel 3 indeholder beregningsmetoder for kapacitet og serviceniveau på fri strækning.

I kapitel 4-6 gennemgås metoder til beregning af kapacitet og serviceniveau i vejkryds opdelt i

- prioriterede vejkryds,
- rundkørsler og
- signalregulerede kryds.

Kapitel 7 og 8 vedrører kapacitet og serviceniveau for hhv. flettestrækninger i forbindelse med rampetilslutninger og vekselstrækninger, dvs. hvor der mellem tætliggende til- og frakørsler etableres et ekstra spor.

Kapitel 9 er om vejarbejder og giver vejledning i at beregne de trafikale konsekvenser ved forskellige former for afvikling af trafikken forbi et vejarbejde.

## 1.3 Pc-programmet DanKap

Der foreligger et pc-program, DanKap, som kan lette beregningerne, der er anvist i håndbogen. DanKap i seneste version kan downloades fra Vejdirektoratets hjemmeside. Programmet gennemfører beregninger på samme måde, som manuelle beregninger ville blive udført på ved anvendelse af metoder og parametre i denne håndbog. Udskrifter fra programmet svarer nøje til de skemaer, som indgår i håndbogen, og som brugeren ledes gennem ved manuel beregning.

## 1.4 Generelt om analyseværktøjer

Til makroskopisk analyse af trafikafvikling findes udover modellerne, der præsenteres i denne vejregel, adskillige analysemodeller og tilhørende pc-værktøjer af udenlandsk oprindelse. Her skal blot nævnes den amerikanske Highway Capacity Manual (HCM). Der er tale om analytiske modeller opbygget af matematiske og statistiske formler til makroskopisk analyse, dvs. analyse på trafikstrømsniveau. Modellerne er deterministiske, og de giver typisk resultat i form af middelværdier over beregningsperioden gældende for hver trafikstrøm.

Ovennævnte modeller er i pc-versionen hurtige at bruge, men de er begrænset i den kompleksitet og detaljeringsgrad, som de er i stand til at håndtere, og som nævnt giver de som resultat kun nøgleværdier, fx middelværdi, og ikke kendskab til udfaldsrummet eller en fordeling af udfald.

For at kunne analysere større sammenhængende eller komplekse systemer, fx interaktion mellem flere tætliggende kryds, trafikstyrede signalanlæg, eller for at kunne analysere detaljerede sammenhænge, kan man ty til stokastiske mikrosimuleringsmodeller. Denne type modeller gengiver den enkelte trafikant, og de giver en stor fleksibilitet i analysens indhold, detaljeringsgrad og i den geografiske og tidsmæssige afgrænsning af analysen. Man vil meget frit kunne variere trafiktilstrømningen over tid og kunne konstatere resultater over både tid og sted efter behov. Ulempen er, at arbejdet med opsætning, kalibrering og validering af modellen ofte er tidskrævende, og at der qua modellens stokastiske natur skal gennemføres adskillige gentagelser af beregningen, før man kan vurdere resultatet af analysen. Til gengæld får man et indblik i måden, hvorpå resultatet fordeler sig, og modellen muliggør typisk en visualisering af den simulerede situation.

Der er i dag på markedet flere mikrosimuleringsværktøjer, som kan bruges til at opbygge modeller til at simulere trafik på strækning og i kryds ved signalanlæg og prioritering.

Sammenfattende kan det siges, at såfremt et givet projekt ikke stiller krav, som ligger udover, hvad modellerne i denne vejregel og DanKap dækker, så vil man hurtigt og med sikkerhed for anvendelse af vejreglernes parametre kunne gennemføre en beregning ved brug af håndbogen og DanKap. Hvis kravet til omfang eller detaljeringsgrad derimod er større, så vil det være relevant at gennemføre beregning med en mikrosimuleringsmodel. Det må i så fald kræves, at der foreligger fuld klarhed over alle vigtige parametre og fordelinger, og at der gennemføres en kalibrering og validering af modellen. Der henvises her til håndbog om anvendelse af mikrosimuleringsmodeller.



## 2. TRAFIKDATA

### 2.1 Trafikparametre

Følgende trafikparametre anvendes traditionelt i forbindelse med analyse af trafikafvikling:

- Årsdøgnetrafik (*ÅDT*)
- Hverdagsdøgnetrafik (*HDT*)
- Julidøgnetrafik (*JDT*)
- Spidstimetrafik, typisk hverdags morgen og eftermiddag
- Trafik i årets 30. eller 100. største time.

Disse parametre er alle udtryk for mængden af trafik i en given trafikstrøm. Angives trafikmængden på en vejstrækning ved hjælp af de nævnte trafikparametre for døgnetrafik, dvs. *ÅDT*, *HDT* eller *JDT*, menes normalt den samlede trafik i begge retninger, men man kan også anvende parametrene til at betegne trafik i én retning. Spidstimetrafik og trafikken i årets 30. og 100. største time kan ligeledes betegne trafikken i én retning eller samlet for begge retninger.

*Årsdøgnetrafikken* bestemmes som  $1/365$  af den samlede årstrafik. *Hverdagsdøgnetrafikken* beregnes som den gennemsnitlige døgnetrafik på hverdage uden for sommermånederne juni, juli og august. *Julidøgnetrafikken* findes som den gennemsnitlige døgnetrafik i juli måned.

Ved beregning af kapacitet og serviceniveau vil man normalt tage udgangspunkt i time- eller kvarterstrafik. Denne kan være bestemt ved tælling eller være estimeret ud fra døgnetrafik. *Trafikken i årets 30. eller 100. største time* defineres som trafikken i den klokkeperiode med den 30. eller 100. største trafik ud af årets 8760 timer. *Spidstimetrafikken* defineres som den største trafikintensitet, der i løbet af en nærmere angivet periode (fx en hverdag, en morgen- eller eftermiddagsperiode) forekommer for et sammenhængende tidsinterval på en time. Spidstimetrafikken bestemmes ud fra tællinger opdelt i intervaller på 1 time eller kortere (typisk 5 eller 15 min) og bestemmes mere præcist jo kortere intervaller, tællingerne opdeles i.

*Spidskvartertrafikken* er trafikken i det sammenhængende 15. minutters interval, der har mest trafik i løbet af den betragtede time.

### 2.2 Indsamling af trafiktal

Trafikken kan registreres ved en maskinel eller en manuel tælling. En maskinel tælling foregår automatisk ved hjælp af en detektor og et tælle-

apparat, mens en manuel tælling foretages af en eller flere personer, som registrerer trafikmængder på tælleblokke eller på håndholdt udstyr. Der skelnes endvidere mellem snittællinger, hvor trafikmængder registreres over et tværsnit på vejen, og krydstællinger, hvor trafikstrømme fra og mod de enkelte vejgrene registreres.

## 2.2.1 Maskinelle tællinger

Konstatering af trafikken over et snit på en vejstrækning foregår ofte ved en maskinel tælling.

Ved maskinelle tællinger er det muligt at tælle over forholdsvis lange perioder, i nogle tilfælde permanent hele året, men i mange tilfælde dog kun stikprøvet over året. Stikprøvetællingerne opdeles igen i periodiske og aperiodiske tællinger. Trafikken ved de periodiske tællesteder tælles typisk 4-12 gange pr. år i perioder fra 2 døgn til 2 uger. Trafikken ved de aperiodiske tællesteder tælles i kortere tidsrum, som typisk strækker sig fra et døgn til en uge på et år.

Maskinelle tællinger foretages ofte ved, at trafikken registreres i time- eller kvartersintervaller. Hvis tællingen skal anvendes til en kapacitetsanalyse, bør tællingen foretages i kortere intervaller end en time, fx 15-min intervaller, så dimensionerende spidstime og -kvarter kan fastlægges.

I praksis kan maskinelle tællinger foretages ved nedfræsede induktionspoler, slanger på tværs af vejen, fastskruede tælleplader eller radar. Til detektering af trafik kan ligeledes anvendes manuel eller maskinel tælling på videobilleder optaget fra terræn, fra mast eller ved droner.

Ved nogle tællesteder registreres kun trafikmængder som antal køretøjer pr. tidsenhed, mens der andre steder ligeledes registreres køretøjslængde og hastighed. For steder med længderegistrering opdeles den talte trafik ofte i følgende længdeklasser:

- 0-5,8 m (typisk person- og mindre varebiler samt motorcykler)
- 5,8-12,5 m (typisk sololastbiler, busser, person- og varebiler med påhæng)
- Længere end 12,5 m (typisk lastbiler med påhæng eller trailer, inklusiv modulvogntog, samt særligt lange busser)

Noget registreringsudstyr kan ligeledes opdele køretøjer i køretøjsklasser, fx personbil, personbil med påhæng, varebil, bus, enkeltlastbil, lastbil med trailer etc. Dette foregår ved sammenholdelse af de passerende køretøjers "elektromagnetiske signatur" med køretøjstypens typiske signatur.

Snitmålinger af hastigheder kan bidrage til fastlæggelse af det nuværende serviceniveau på strækning, se kapitel 3. Direkte måling af stræk-

nings- eller rejsehastighed kan foretages med nummerskrivning og tidtagning, nummerpladegenkendelse og tidsregistrering i videobilleder optaget i snit på vejen, ved blue-tooth detektorer opsat ved vejsiden eller ved hjælp af mobilt udstyr, fx i form af logning af GPS-registreringer fra køretøjer.

## 2.2.2 Manuelle trafiktællinger

Til vurdering af trafikbelastning af eksisterende vejkryds vil man ofte vælge at gennemføre en manuel trafiktælling af trafikstrømme fra og mod de enkelte vejgrene. Hvis alle svingretninger er mulige, vil der i et 3-benet kryds være 6 svingretninger og i et 4-benet 12 retninger. Manuelle tællinger gennemføres i korte tidsrum, som regel få timer i spidsbelastningsperioder.

Trafikken opdeles i kategorier af motorkøretøjer samt cykler/små knallerter og eventuelt fodgængere. Ved brug af tællingen til en kapacitetsanalyse bør der som minimum være skelnet mellem

- personbiler, små varebiler
- enkeltlastbiler, busser
- lastbiler med påhæng eller sættevogn
- motorcykler, scootere og store knallerter
- cykler og små knallerter
- fodgængere

Den manuelle krydstælling skal omfatte den eller de relevante myldretidsperioder, og normalt være af 2-3 timers varighed pr. myldretidsperiode. Krydstællingen bør opdeles i intervaller af højst 15 minutter, så dimensionerende spidstimer og -kvarter kan fastlægges.

## 2.2.3 Efterspørgsel efter kapacitet, "traffic demand"

Det er vigtigt at gøre sig klart, at den talte trafik svarer til den faktisk afviklede trafik og ikke nødvendigvis til det antal trafikanter, som i den pågældende periode *ønskede* at gennemkøre strækningen eller passere krydset, på engelsk *traffic demand*. I de tilfælde, hvor trafiktilstrømningen er større end kapaciteten, vil den talte trafik netop svare til kapaciteten af det nuværende vejanlæg og ikke gengive den overbelastning, der reelt er tale om.

Såfremt kapacitetsberegningen skal medvirke til vurdering af udbygning eller ændring i forhold til det nuværende anlæg, må der skabes et mål for efterspørgslen efter kapacitet. Efterspørgslen opgøres først og fremmest som den talte afviklede trafik plus en eventuelt øget kødannelse foran den betragtede strækning eller i krydstilfarten i løbet af spidsperioden. Af denne grund bør en krydstælling indbefatte tælling af kølængder ved af-

slutningen af hvert tidsinterval, som der tælles i, og en eventuel øget kø i en tilfart bør lægges til den afviklede trafik i tilfarten i pågældende tidsinterval. Tilsvarende betegner en reducerende kø en situation, hvor trafiktilstrømningen i tidsintervallet er mindre end den faktisk afviklede trafik.

Efterspørgslen efter kapacitet kan også i høj grad udgøres af anden trafik end den afviklede trafik og ændringen i kø. Således kan en nuværende begrænset kapacitet resultere i, at nogle trafikanter vælger alternative ruter eller andre rejsetidspunkter som følge af erfaring med forsinkelse ved gennemkørsel af strækningen eller krydset med kapacitetsmangel. Ideelt set bør der derfor skabes et overblik over denne trafik ved dimensionering af det planlagte vejanlæg. Til estimering af omfanget af trafik, som en given kapacitetsforøgelse vil medføre, kan der anvendes en trafikmodel, se også afsnit 2.4.1.

## 2.3 Trafiktyper, opregningsfaktorer

Efter de indsamlede trafiktal er kvalitetssikret, kan de opregnes til årsdøgntrafik, hverdagsdøgntrafik og julidøgntrafik, eller de kan anvendes til beregning af spidstimetrafik i udvalgte døgn eller til trafik i 30. eller 100. største time, hvis der er talt hele året.

Hvis der rådes over permanente tællinger, kan trafikparametrene umiddelbart bestemmes, da trafikken jo er observeret hele året. Ved de periodiske og aperiodiske tællesteder kendes kun stikprøver af trafikmængden, hvorfor opregnede trafikdata disse steder må estimeres. Beregningen kan gennemføres på basis af lokalt kendskab til trafikens variation over dag, uge, måned og år, eller ved at forudsætte en variation, der svarer til en permanent tælling på en lignende vej. Man kan også anvende et såkaldt faktorsystem, som er udviklet af Vejdirektoratet.

Ved *faktorsystemet* er der angivet faktorer til beregning af døgntrafik ud fra timetrafik på tælledagen, beregning af gennemsnitlig hverdagsdøgntrafik i tælleugen ud fra døgntrafikken, beregning af ugedøgntrafik ud fra hverdagsdøgntrafik i tælleugen, og til beregning af års-, hverdags- og julidøgntrafik det pågældende år ud fra ugedøgntrafik.

Faktorerne er opdelt efter trafiktype og køretøjsart. Med hensyn til *trafiktyper* er der på baggrund af data fra permanente tællinger fastlagt syv typer, der hver repræsenterer en typisk årsvariation i trafikken:

1. Bolig-arbejdsstedstrafik
2. Lokaltrafik
3. Regionaltrafik
4. Fjerntrafik
5. Moderat ferietrafik
6. Udpræget ferietrafik
7. Sommertrafik

Trafikkens årsvariation i form af ugedøgntrafik i forhold til årsdøgntrafik er for hver af trafiktyperne illustreret ved fig. 2.1.

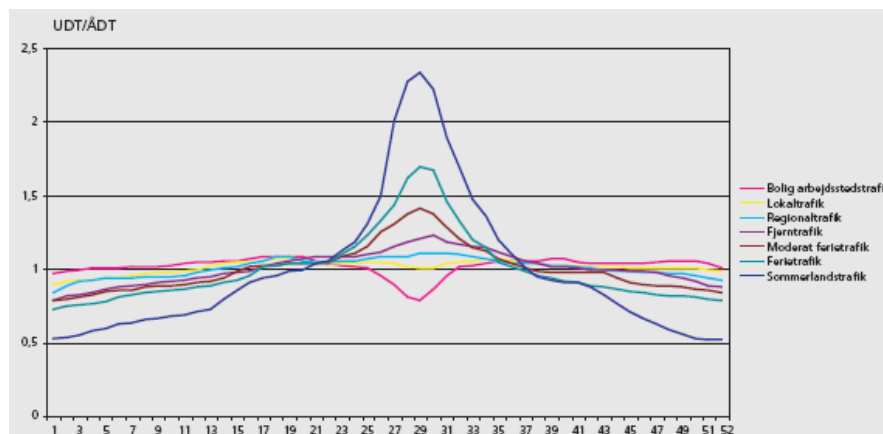


Fig. 2.1. Trafikkens variation over året i form af ugedøgntrafik i forhold til årsdøgntrafik, - opdelt på syv trafiktyper

Der foreligger for hver trafiktype et sæt opregningsfaktorer, som kan benyttes til estimering af døgntrafik, gennemsnitlig hverdagsdøgntrafik etc. Der henvises til Vejdirektoratets publikation om trafiktællinger.

Tabel 2.1 indeholder for *motorkøretøjer generelt* opregningsfaktorer fra ugehverdagsdøgntrafik til hverdagsdøgntrafik for hele året som gennemsnit. Opregningsfaktorerne er fastlagt uden hensyntagen til forskydelige helligdage som påske og pinse, og såfremt en tælling er foretaget i en uge med en sådan helligdag, må der beregnes eller indhentes særlige faktorer. Der skal også indhentes andre faktorer, hvis der ønskes en lignende sammenhæng for specifikke køretøjskategorier, fx personbiler, sololastbiler oa. hver for sig. Der henvises også her til Vejdirektoratets publikation om trafiktællinger.

#### Eksempel 2.1

Ved en tælling i uge 31 er der for en trafikstrøm målt en gennemsnitlig spidstimetrafik for hverdage på 210 biler. Trafiktypen anses at være bolig-arbejdsstedtrafik. Niveaue for spidstimetrafikken for hverdage på en gennemsnitlig uge og på årets største uge for hverdagstrafik skal vurderes.

Faktoren for opregning til *HDT* ud fra ugehverdagsdøgntrafik for boligarbejdsstedtrafik i uge 31 er i følge tabel 2.1 på 1,05. Under forudsætning af, at spidstimetrafikken følger den generelle tendens for ugehverdagsdøgntrafikken, beregnes niveaue for spidstimetrafikken på hverdage i en gennemsnitsuge derfor til  $210 \cdot 1,05 = 221$  biler.

Ugen, hvor ugehverdagsdøgntrafikken er størst, er ugen med laveste opregningsfaktor. Denne ses at være 0,96 for adskillige uger. Niveaue for spidstimetrafik i uge med mest ugehverdagsdøgntrafik beregnes således til  $210 \cdot 1,05/0,96 = 230$  biler.

Alle motorkøretøjer							
Ugenr.	Trafiktype						
	Bolig/arbejde	Lokal	Regional	Fjern	Mod. ferie	Udp. ferie	Sommerland
1	1,03	1,09	1,11	1,18	1,15	1,16	1,43
2	1,03	1,07	1,09	1,16	1,14	1,15	1,42
3	1,02	1,06	1,08	1,14	1,12	1,14	1,41
4	1,01	1,05	1,06	1,12	1,11	1,12	1,39
5	1,01	1,04	1,05	1,11	1,10	1,11	1,34
6	1,00	1,03	1,04	1,10	1,09	1,10	1,31
7	1,00	1,03	1,03	1,09	1,08	1,09	1,24
8	0,99	1,02	1,02	1,08	1,07	1,08	1,21
9	0,99	1,01	1,02	1,06	1,06	1,06	1,19
10	0,99	1,01	1,01	1,05	1,05	1,05	1,17
11	0,99	1,00	1,00	1,03	1,04	1,04	1,14
12	0,98	0,99	0,99	1,02	1,03	1,03	1,12
13	0,97	0,98	0,99	1,01	1,02	1,01	1,11
14	0,97	0,97	0,98	1,00	1,00	1,00	1,05
15	0,97	0,96	0,97	0,99	0,97	0,97	0,93
16	0,96	0,96	0,97	0,98	0,96	0,94	0,88
17	0,96	0,95	0,97	0,97	0,95	0,91	0,86
18	0,96	0,94	0,96	0,95	0,94	0,91	0,85
19	0,96	0,94	0,95	0,94	0,94	0,90	0,84
20	0,96	0,94	0,94	0,93	0,93	0,90	0,83
21	0,96	0,95	0,94	0,93	0,93	0,89	0,81
22	0,96	0,95	0,94	0,92	0,93	0,90	0,80
23	0,96	0,95	0,94	0,91	0,88	0,83	0,74
24	0,97	0,96	0,93	0,90	0,85	0,81	0,68
25	1,00	0,96	0,93	0,89	0,84	0,78	0,64
26	1,05	0,97	0,93	0,89	0,81	0,72	0,58
27	1,14	0,98	0,93	0,88	0,76	0,67	0,46
28	1,27	1,01	0,93	0,86	0,74	0,61	0,38
29	1,33	1,03	0,92	0,85	0,70	0,56	0,34
30	1,22	1,00	0,91	0,83	0,70	0,57	0,34
31	1,05	0,96	0,91	0,84	0,75	0,65	0,42
32	1,01	0,95	0,92	0,85	0,79	0,71	0,48
33	0,99	0,94	0,92	0,85	0,83	0,76	0,54
34	0,98	0,94	0,93	0,87	0,85	0,82	0,61
35	0,96	0,95	0,94	0,88	0,88	0,88	0,67
36	0,96	0,96	0,95	0,90	0,93	0,91	0,76
37	0,96	0,96	0,95	0,91	0,94	0,93	0,80
38	0,96	0,96	0,96	0,92	0,96	0,95	0,85
39	0,96	0,96	0,96	0,93	0,97	0,98	0,88
40	0,96	0,97	0,97	0,93	0,97	0,99	0,91
41	0,96	0,97	0,97	0,94	0,97	1,01	0,93
42	0,96	0,97	0,97	0,95	0,98	1,02	0,95
43	0,97	0,97	0,98	0,96	0,98	1,03	0,97
44	0,97	0,97	0,99	0,96	0,99	1,04	1,02
45	0,98	0,98	0,99	0,97	1,00	1,05	1,15
46	0,99	0,98	1,00	0,97	1,01	1,05	1,25
47	0,98	0,98	1,00	0,98	1,02	1,06	1,33
48	0,98	0,98	1,00	0,99	1,02	1,08	1,37
49	0,97	0,98	1,01	1,00	1,03	1,09	1,40
50	0,97	0,98	1,01	1,01	1,03	1,09	1,42
51	0,98	0,98	1,02	1,01	1,03	1,10	1,43
52	0,99	0,99	1,02	1,01	1,04	1,11	1,44

Tabel 2.1. Opregningsfaktorer til estimering af HDT ud fra ugehverdagsdøgntrafik, forskydelige helligdage indgår ikke, kilde: Trafiktællinger, Planlægning, udførelse og efterbehandling, Vejledning, VD-rapport nr. 315, 2006

## 2.4 Trafikgrundlag for dimensionering

### 2.4.1 Trafikprognose

Ved kapacitetsmæssig dimensionering af et vejanlæg foretages på et anlægsøkonomisk grundlag en bedst mulig tilpasning af vejanlæggets kapacitet til den forventede trafik.

Fastlæggelse af den fremtidige trafik vil typisk ske på baggrund af en trafikprognose, hvorved der fastlægges en fremtidig trafikbelastning, fx angivet som årsdøgntrafik,  $\dot{A}DT$ . Trafikprognosen kan være baseret på en trafikmodelberegning.

Hvor der ikke er en trafikprognose til rådighed, må den fremtidige trafikintensitet fastlægges ved simpel fremskrivning. Hertil kan benyttes en skønnet årlig trafikvækst  $a$ , som bedst muligt passer lokalt og til vejens funktion. Traditionelt er der ofte benyttet en eksponentiel fremskrivning af trafikken:

$$\dot{A}DT_n = \dot{A}DT_0 (1 + a)^n,$$

hvor  $\dot{A}DT_n$  er årsdøgntrafikken  $n$  år senere end den kendte  $\dot{A}DT_0$  og  $a$  den årlige trafikvækst som decimaltal. Ved en lang tidshorizont kan en sådan fremskrivning imidlertid give meget store fremtidige trafikmængder, og man hælder sommetider til en opfattelse af, at den fremtidige trafik i stedet bør fastsættes som udgangsårets trafik fremskrevet lineært til et fremtidigt år:

$$\dot{A}DT_n = \dot{A}DT_0 (1 + a \cdot n)$$

Som tidshorizont i trafikprognosen eller fremskrivningen gøres ofte gældende, at et planlagt vejanlæg (fri strækning eller vejkryds) bør have en "kapacitetsmæssig levetid" på mindst 10-15 år efter vejanlæggets åbning, og i nogle tilfælde op til 30 år.

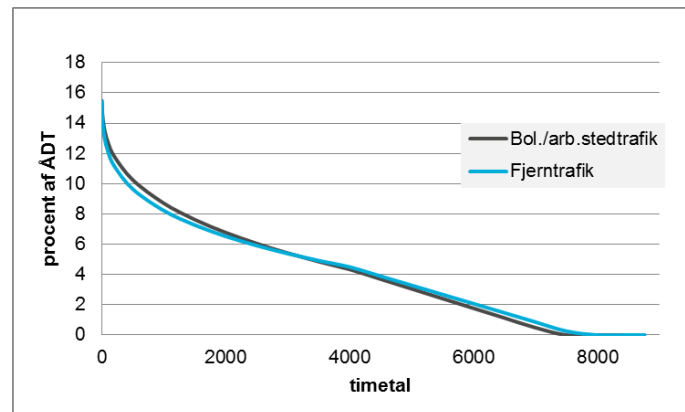
### 2.4.2 Dimensionerende time, årsrangkurver

I forbindelse med en kapacitetsberegning skal der bestemmes en dimensionerende trafikintensitet,  $I$ , hvilket normalt er en repræsentativ time- eller kvartersbelastning, som typisk er opgjort som et antal trafikheder pr. time.

Ideelt set burde man dimensionere veje efter den time i løbet af året, hvor den største trafikintensitet forekommer. Der vil dog være en væsentlig anlægsøkonomisk besparelse ved at vælge en mindre trafikeret time som dimensioneringsgrundlag. Ved således at anlægge synspunktet, at et be-

skedent antal timer på et år med en trafikintensitet større end den, som vejen dimensioneres for, kan være acceptabelt, anvendes normalt en dimensionerende timetrafikintensitet, der er mindre end årets absolut største. Ofte anvendte timer er årets 30. eller 100. største time.

Trafikkens variation over samtlige årets timer kan beskrives ved hjælp af *årsrangkurver*, hvor årstrafikken fordeles på årets 8760 timer og afbildes grafisk med timer sorteret efter faldende trafikintensitet. Ordinaten er den enkelte times andel af *ÅDT*. Et par eksempler på årsrangkurve er vist i figur 2.2. Kurverne er beregnet ved ligning [2-1] og parametre i tabel 2.3.



Figur 2.2. Eksempler på årsrangkurve for retnings trafik

Årsrangkurver er fastlagt ud fra permanente tællinger på veje med forskellig trafiktype. Trafiktyperne er beskrevet i afsnit 2.3. Der er erfaring for, at årsrangkurver med rimelig nøjagtighed kan beskrives ved den matematiske model  $p(t) = 36,5(k - a \cdot t^d)$ , hvor  $p(t)$  er den procentvise del af årsdøgntrafikken, og  $t$  er timenummeret ved sortering af årets timer efter trafikintensiteten. På grundlag af de permanente tællinger er der for hver trafiktype ved regressionsanalyse fundet konstanterne  $a$ ,  $d$  og  $k$ .

Normalt vil kravet til præcision i fastsættelsen af trafik være større i de mere belastede af årets timer end for de svagt belastede timer. For at få estimeret parametrene i modellen så præcist som muligt for de mere belastede timer, er det valgt kun at anvende årets  $t_1$  mest belastede timer til estimeringen. Fordelingen af trafik i de resterende  $8760 - t_1$  timer pr. år modelleres som to rette linier, hvor den første går fra værdien i time  $t_1$  til skæring ved  $t_2$  med den vandrette akse, og den anden er sammenfaldende med den vandrette akse mellem time  $t_2$  og 8760. Samlet ser de anvendte udtryk således ud:

$$\begin{aligned}
 0 < t \leq t_1 : p(t) &= 36,5(k - a \cdot t^d) \\
 t_1 < t \leq t_2 : p(t) &= p(t_1) \cdot \left(1 - \frac{t - t_1}{t_2 - t_1}\right) \quad [2-1] \\
 t_2 < t \leq 8760 : p(t) &= 0
 \end{aligned}$$

Parameteren  $t_1$  er i det følgende sat til 4000, dvs. regressionsanalysen til fastsættelse af parametre i potensfunktionen har omfattet årets mest be-



lastede 4000 timer. Skæringspunktet ved  $t_2$  med den vandrette akse fastlægges ud fra kravet om, at årsrangkurven skal omfatte årets totale trafik. Man får således et grovere udtryk for trafikken mellem time 4000 og time  $t_2$ , og trafikintensiteten ignoreres mellem time  $t_2$  og time 8760.

Tabel 2.2 og 2.3 indeholder parametre til indsættelse i ovenstående udtryk for hver af de syv trafiktyper. Trafikken fordeler sig forskelligt over året afhængigt af, om der betragtes den totale trafik for begge retninger tilsammen eller trafik i én retning. Ved tabel 2.2 findes parametre til time- trafikens andel af  $\dot{A}DT$  for begge retninger tilsammen (totaltrafik) ud fra timenummer, og ved tabel 2.3 findes parametre til timetrafikkens andel af  $\dot{A}DT$  for én retning (retningstrafik) ud fra timenummer.

Totaltrafik	Parametre i model				
	$k$	$a$	$d$	$t_1$	$t_2$
1. Bol./arb.sted	0,3631	0,0059	0,4466	4000	7405
2. Lokal	0,3532	0,0073	0,4140	4000	7579
3. Regional	0,3896	0,0253	0,2777	4000	7433
4. Fjern	0,4206	0,0325	0,2690	4000	8598
5. Moderat ferie.	0,7281	0,2539	0,1023	4000	7556
6. Udpræget ferie	1,0995	0,5100	0,0777	4000	7249
7. Sommerland	1,1798	0,3209	0,1489	4000	7198

Tabel 2.2. Parametre i årsrangkurve for **totaltrafik** estimeret ud fra permanente tællinger. Parametrene indsættes i udtrykket [2-1] ovenfor.

Retningstrafik	Parametre i model				
	$k$	$a$	$d$	$t_1$	$t_2$
1. Bol./arb.sted	0,4456	0,0213	0,3292	4000	7378
2. Lokal	0,4501	0,0285	0,2948	4000	7539
3. Regional	0,5752	0,1126	0,1655	4000	7423
4. Fjern	0,4640	0,0405	0,2568	4000	7710
5. Moderat ferie.	0,8037	0,2877	0,1026	4000	7533
6. Udpræget ferie	1,5609	0,9024	0,0561	4000	7218
7. Sommerland	2,6762	1,6447	0,0549	4000	7091

Tabel 2.3. Parametre i årsrangkurve for **retningstrafik** estimeret ud fra permanente tællinger. Parametrene indsættes i udtrykket [2-1] ovenfor.

Ved at gange timetrafikkens procentvise andel af  $\dot{A}DT$  for et givent timenummer,  $t$ , med  $\dot{A}DT$  fås trafikken  $I_t$  for denne time:

$$I_t = \dot{A}DT \cdot p(t) / 100 \quad [2-2]$$

#### Eksempel 2.2

Timetrafikken i årets 100. største time på en vejstrækningen skal findes. Trafiktypen er regionaltrafik, og  $\dot{A}DT$  (begge retninger tilsammen) er 8000 køretøjer.

Parametre for regionaltrafik i tabel 2.2 indsættes i udtryk [2-1]. Da  $0 < t = 100 \leq 4000$  beregnes andelen af  $\dot{A}DT$  ved:

$$p(100) = 36,5(k - a \cdot t^d) = 36,5(0,3896 - 0,0253 \cdot 100^{0,2777}) = 10,9\%$$

dvs. trafikintensiteten i årets 100. største time bliver:  $I_{100} = 8000 \cdot 10,9/100 = 872$  biler ved brug af formel [2-2].

Årsdøgnetrafikken i den ene retning vil typisk være det halve af  $\dot{A}DT$  for begge retninger, i dette tilfælde  $8000/2 = 4000$ . Trafikkens fordeling over årets timer er derimod forskellig afhængigt af, om man regner med totaltrafik eller trafik i hver retning for sig. Trafikken i årets 100. største time for én retning med parametre i tabel 2.3 beregnes ved formel [2-1] og [2-2]:

$$4000 \cdot 36,5(0,5752 - 0,1126 \cdot 100^{0,1655})/100 = 4000 \cdot 12,2/100 = 488 \text{ biler/retn.},$$

hvilket er mere end det halve af trafikken i begge retninger for totaltrafikkens 100. største time.

- Ved dimensionering af vejanlæg er det almindeligt at anvende trafikbelastningen i årets 30. eller 100. største time, men det kan naturligvis også vælges at anvende andre timer. For hver af de syv trafiktyper er der i tabel 2.4 indsat procent af  $\dot{A}DT$  til direkte beregning af 30. og 100. største time ud fra årsdøgnetrafikken. Man ville opnå de samme procenter ved at sætte  $t$  lig med 30 eller 100 i udtrykket [2-1] ovenfor og anvende parametre i tabel 2.2 eller 2.3.

Der vil normalt være større forskel på trafikintensiteten på svagt og stærkt belastede tidspunkter, hvis der kun betragtes én retning, end hvis der betragtes trafikken samlet for begge retninger. Dette kommer også til udtryk i tabel 2.4, hvor det ses, at andelen af  $\dot{A}DT$  i trafikmæssigt store timer, som 30. og 100. største time, er større for retningsbestemt trafik end for trafik i begge retninger.

- Ved analyse af trafikafvikling og beregning af trafikbelastning er det mest almindeligt at tage udgangspunkt i retningsbestemt trafik.

Trafiktype	Begge retninger tilsammen % af $\dot{A}DT$ (for totaltrafik)		Én retning % af $\dot{A}DT$ (for pågældende retning)	
	30. største time	100. største time	30. største time	100. største time
1. Bolig-arbejdssted trafik	12,3	11,6	13,9	12,7
2. Lokaltrafik	11,8	11,1	13,6	12,4
3. Regionaltrafik	11,8	10,9	13,8	12,2
4. Fjertrafik	12,4	11,3	13,4	12,1
5. Moderat ferietrafik	13,5	11,7	14,4	12,5
6. Udpræget ferietrafik	15,9	13,5	17,1	14,3
7. Sommerlandstrafik	23,6	19,8	25,3	20,4

Tabel 2.4. Trafikintensitet samlet for begge retninger og for én retning i årets 30. og 100. største time som procent af  $\dot{A}DT$  for hhv. begge retninger tilsammen og én retning.

### Eksempel 2.3

Timetrafikken i årets 100. største time på en vejstrækningen skal findes. Som i eksempel 2.2 er trafiktypen regionaltrafik, og  $\dot{A}DT$  (begge retninger tilsammen) er 8000 køretøjer. Det forudsættes, at der i årsdøgnet kører samme trafik i hver af de to retninger.

Ved anvendelse af tabel 2.4 og formel [2-2] fås trafik i begge retninger i 100. største time til  
 $8000 \cdot 10,9/100 = 872$  biler og i én retning til  $4000 \cdot 12,2/100 = 488$  biler/retn. hvilket stemmer overens med beregningen i eksempel 2.2.

## 2.4.3 Dimensionerende trafikintensitet, spidstimefaktor

Trafikintensiteten varierer inden for spidstimen, som lægges til grund for den trafikale analyse. Såfremt man for en times mest trafikerede interval på fx 5 eller 15 min vil vurdere trafikafviklingsforhold eller sikre sig, at trafikken kan afvikles, kan man i kapacitetsmodellerne, som er anført i de følgende kapitler, indlægge en spidstrafik for et kortere tidsinterval end en time.

I nogle tilfælde råder man imidlertid kun over en timetrafik, som kan være målt eller være fundet ved årstrangkurver som anført i afsnit 2.4.2. For at beregne en dimensionerende trafikintensitet, der repræsenterer kortere tidstintervaller end timen, divideres timetrafikken med en såkaldt *spidstimefaktor*, dvs. den *dimensionerende trafikintensitet*,  $I_d$ , bliver:

$$I_d = I / k_x \quad [2-3]$$

hvor  $I$  er trafikintensiteten for den betragtede spidstime som helhed, og  $k_x$  er spidstimefaktoren.  $I_d$  har den samme benævnelse som  $I$ , dvs. typisk køretøjer pr. time og kan enten være opgjort for begge retninger eller én retning.  $k_x$  er altid mindre end 1, og jo mindre denne faktor er, jo mere varierer trafikken over timen med heraf følgende større  $I_d$  i forhold til  $I$ .

Spidstimefaktoren  $k_x$  er defineret ved:

$$k_x = \frac{I}{\frac{60}{x} \cdot \text{maks}(I_x)} \quad [2-4]$$

hvor  $I$  er spidstimetrafikken,  $I_x$  trafikintensiteten i et  $x$ -minut interval i spidstimen, og  $\text{maks}(I_x)$  er intensiteten i det største  $x$ -minutinterval.

- Ved kapacitetsmæssige analyser er det almindeligt at lade den dimensionerende trafikintensitet repræsentere *det største kvarter* i den valgte spidstime. I den forbindelse skal det også bemærkes, at værdier for strækningskapacitet, som anføres i afsnit 3.3, er fastsat som en vedholdende trafikbelastning over et spidskvarter, og altså ikke over en hel spidstime selv om benævnelsen er pr. time.

I de tilfælde hvor der kun rådes over timetrafik, men hvor den dimensionerende trafik skal repræsentere kortere tidsintervaller, estimeres spidstimefaktoren som beskrevet i afsnit 2.4.4. Problemstillinger specielt for fastsættelse af dimensionerende trafik i kryds behandles i afsnit 2.4.5.

#### Eksempel 2.4

Trafikintensiteten for en trafikstrøm en eftermiddagsspidsstime er målt til 1200 ktj/t. Trafikken er ikke registreret i kortere tidsintervaller, men på en anden lokalitet, hvor trafikens fordeling over tid om eftermiddagen antages at svare nogenlunde til det aktuelle sted, foreligger kvartersdata for spidstimen: 210, 250, 295 og 260 ktj/kvarter.

Spidstimetrafikken på den anden lokalitet er  $210+250+295+260 = 1015$  ktj/t, og den største kvarterstafik er 295 ktj/kvater. Spidstimefaktoren beregnes ved formel [2-4] med  $x = 15$  min til:

$$k_{15 \text{ min}} = \frac{1015}{60/15 \cdot 295} = 0,86$$

Ved at benytte denne spidstimefaktor for den aktuelle trafik beregnes trafikintensiteten ved brug af formel [2-3] til:

$$I_d = I / k_x = 1200 / 0,86 = 1395 \text{ ktj/t}$$

## 2.4.4 Fastsættelse af værdi for spidstimefaktor

Ved anvendelsen af spidstimefaktor skal man sikre sig, at denne er repræsentativ for trafikens fordeling over den pågældende time på stedet. Trafikfordelingen over timen kan næsten udelukkende være forårsaget af tilfældigheder i trafikanternes ankomst til analysestedet, men trafikfordelingen kan også være af meget systematisk karakter. En spids i trafikintensiteten inden for en time vil således være særlig udpræget, hvis spidstimetrafikken domineres af bolig-arbejdsstedtrafik i forbindelse med enkelte store virksomheder i området med fast mødetid. Der er ligeledes en tendens til, at spidstimefaktoren bliver mindre - og dermed får større betydning - ved faldende størrelse af byer i området. Endvidere vil spidstimefaktoren afhænge af trafiktypen og således typisk have en lavere værdi på veje med særlig megen bolig-arbejdsstedtrafik i forhold til veje med hovedsagelig fjerntrafik.

Undersøgelser tyder på, at der med udgangspunkt i spidstimetrafik i en klokke-time kan påregnes følgende 15-min spidstimefaktorer,  $k_{15\text{-min}}$  for retningsbestemt trafik:

- 0,90-0,96 for større færdselsårer i Hovedstadsområdet og andre store byer,
- 0,80-0,90 for andre større veje. Spidstimefaktoren kan dog være lavere, især for veje med trafik, som er stærkt præget af bolig-arbejdsstedtrafik nær enkelte store virksomheder, eller som afvikler trafik fra færger.

For andre strækninger skal man være særlig opmærksom på vejens anvendelse og lokale forhold.

5-min spidstimefaktorer,  $k_{5-min}$ , ligger lavere end 15-min spidstimefaktorerne, omkring 0,85-0,90 for større veje i store byer og 0,75-0,80 for andre befærdede veje.

Man kan ligeledes tale om en "60-min spidstimefaktor",  $k_{60-min}$ , forstået som trafikken i en "rullende" spidstime med udgangspunkt i en registreret klokke-timetrafik. Denne spidstimefaktors størrelse afhænger af, hvordan trafikken er fordelt i forhold til klokketimer.

## 2.4.5 Dimensionerende trafikintensitet i vejkryds

Ved fastsættelse af trafik i vejkryds kan det medføre en overestimering af trafikken i et 5- eller 15-min spidsinterval, hvis man for alle trafikstrømme anvender disses individuelle spidstimefaktor til at beregne en dimensionerende trafikintensitet. Dette skyldes, at spidstrafikken i praksis normalt ikke indfinder sig samtidigt for alle trafikstrømme. Hvis der foreligger en trafiktælling i fx kvartersintervaller, kan det ligeledes være vanskeligt at vurdere, hvilket af intervallerne trafik der skal indgå i analysen som dimensionerende trafik. Dette skyldes dels, at tidsintervallet med den største trafikintensitet ofte er forskelligt for de forskellige trafikstrømme, og dels at hver trafikstrøm har bestemte andre trafikstrømme, hvis størrelse er særlig kritiske for kapacitet og forsinkelse. Derfor kan ét kvartersinterval være dimensionsgivende for nogle trafikstrømme, og andre kvartersintervaller for andre trafikstrømme.

I tilfælde hvor en bestemt trafikstrøm er særlig dominerende eller kritisk for trafikafviklingen i krydset, kan man tage udgangspunkt i det kvartersinterval, hvor netop denne trafikstrøm har den største intensitet eller anvende dennes spidstimefaktor for denne strøm og typisk højere spidstimefaktorer for øvrige trafikstrømme. I andre tilfælde, og hvor der rådes over kvarterstrafiktal, kan man gennemføre en beregning for hvert kvarter i spidstimen og som resultat anvende det værste kvarter for hver trafikstrøm, men dette vil være en mere arbejdskrævende metode.

En almindelig anvendt metode er imidlertid at estimere én spidstimefaktor, der er repræsentativ for hele krydset. Hvis der ikke rådes over kvarterstrafiktal, må fastsættelsen bero på et skøn, fx i henhold til foranstående anvisninger, se afsnit 2.4.4, men hvor spidstimefaktoren sættes højere, end tilfældet ville være for én trafikstrøm. Hvis der derimod rådes over kvarterstrafik, kan beregnes den samlede indkørende trafik i krydset i hvert kvartersinterval og for spidstimen som helhed. Spidstimefaktoren beregnes herefter for den samlede indkørende trafik ved brug af formel [2-4]. Den dimensionerende trafik for krydset fastsættes ved formel [2-3] som timetrafikken for hver trafikstrøm korrigeret med den fundne spidstimefaktor. Hvis der forekommer trafikstrømme med stærkt afvigende tra-

fikvariation over spidstimen, bør pågældende trafikstrømmes spidstimefaktor fastlægges under særlig hensyntagen hertil.

#### Eksempel 2.5

For et vejkryds er den samlede indkørende trafik i hvert kvarter i spidstimen opgjort til 490, 510, 570 og 520 køretøjer.

Den største kvarterstrafik er 570 køretøjer, og den samlede spidstimetrafik er  $490+510+570+520 = 2090$  køretøjer. Spidstimefaktoren for hele krydset beregnes ved formel [2-4] til

$$k_{15-min} = \frac{2090}{4 \cdot 570} = 0,92$$

Spidstimetrafikken for alle trafikstrømme divideres herefter med 0,92 ved formel [2-3] med henblik på at repræsentere et spidskvarter for trafikbelastningen af krydset.

## 2.4.6 Retningsfordeling

Til vurdering af trafikafviklingsmæssige forhold på veje med midterrabat eller andre veje, hvor den modkørende trafik ikke påvirker trafikafviklingen, er man oftest kun interesseret i at betragte den mest belastede retning uden hensyntagen til modkørende trafik. Derimod spiller mængden af modkørende trafik en rolle for trafikafvikling på 2-sporet vej uden midterrabat og for vejkryds. I nogle tilfælde kan man derfor nøjes med at beregne trafikken i den dimensionerende time for én retning uden hensyntagen til modkørende trafik, mens man i andre tilfælde må kende trafikintensiteten i begge retninger. Bemærk, at man ikke kan beregne modkørende trafikintensitet ved at fratække et givent timenummers (fx 30. største time) retningsbestemte trafik fra samme timenummers totaltrafik. Dette skyldes, at selv om der er tale om samme timenummer for retnings- og totaltrafik, så er der reelt tale om forskellig time på året.

I nogle tilfælde er det derfor nødvendigt at have kendskab til en retningsfordeling for den pågældende dimensionerende time. Såfremt en retningsfordeling ikke er kendt, og man ikke har baggrund til at fastsætte den, foreslås det at sætte trafikken i den stærkest belastede retning til 60% af den samlede trafik. Hvis der er tale om en typisk radialvej i forhold til en større by, kan trafikken i mest belastede retning være op 70% eller mere af den samlede trafik, og omvendt, hvis der er tale om en typisk ringvej, kan trafikken i mest belastede retning være 55% eller mindre af totaltrafikken.

#### Eksempel 2.6

I forbindelse med planlægning af en 2-sporet vej foreligger en trafik-prognose, der angiver en årsdøgntrafik (totaltrafik) på 11.000 i prognoseåret. Trafiktypen på vej-anlægget påregnes at være regionaltrafik. Der skal dimensioneres efter årets 30. største time for retningsbestemt trafik.

Trafikintensiteten i én retning i årets 30. største time udgør 13,8% af  $\dot{A}DT$  i én retning ved trafiktype regionaltrafik (tabel 2.4).  $\dot{A}DT$  antages at være  $11.000/2 = 5.500$  pr. retning. Trafikintensiteten i 30. største time,  $I_{30}$ , beregnes herved ved anvendelse af formel [2-2] til:

$$I_{30} = 5.500 \cdot 13,8/100 = 759 \text{ køretøjer/t/retning}$$

Ved hensyntagen til trafiksvingninger i den dimensionerende time anvendes formel [2-3], og der vil i mest belastede 15-min interval ved brug af spidstimefaktor på 0,85 blive beregnet en dimensionerende timetrafik på  $759/0,85 = 893$  køretøjer/t/retning.

Hvis det antages, at retningsfordelingen er således, at 60% af trafikken i den beregnede time kører i mest belastede retning, fås den dimensionerende trafik for begge retninger tilsammen til  $893/0,60 = 1490$  køretøjer/t, og i modsat retning til  $1490 - 893 = 597$  køretøjer/t/retning, idet det her er antaget, at spidstimefaktoren også gælder den modkørende trafikstrøm, og at spidskvarteret er sammenfaldende for de to retninger. Ved denne antagelse kunne den modkørende trafik imidlertid blive overestimeret, og hvis det i stedet forudsættes, at den modkørende trafik svarer til en gennemsnitsbelastning i spidstimen, fås den til  $759/0,6 - 759 = 506$  ktj/t/retn.

## 2.4.7 Dimensionering på grundlag af dimensionerende trafikintensitet

Spørgsmålet er nu, hvilke krav vejen skal opfylde i forhold til den dimensionerende trafikintensitet. Dette kunne afhænge af, hvilken tidshorisont, der er anvendt i forbindelse med trafikprognosen, hvilken service, man ønsker at tilbyde trafikanterne på prognosetidspunktet, og hvor stor restkapacitet man ønsker vejen skal have i prognoseåret. Der henvises her til følgende afsnit om beregning af kapacitet og serviceniveau for strækninger og knudepunkter.

Det kan nævnes, at det hidtil har været en ret udbredt praksis at tilstræbe en kapacitetsudnyttelse for et trafikanlæg på ca. 70% ved den dimensionerende timetrafikintensitet i prognoseåret, der er udgangspunkt for planlægningen.





## 3. KAPACITET OG SERVICENIVEAU FOR FRI STRÆKNING

### 3.1 Indledning

Kapaciteten af en vejstrækning udtrykker den største mængde af trafik, der med rimelighed kan påregnes at kunne afvikles på vejen.

I de følgende afsnit gennemgås metoder til beregning af kapacitet og serviceniveau for fri strækninger i åbent land. Metoderne kan anvendes til vurdering af trafikens vilkår på eksisterende veje samt til dimensionering af planlagte veje eller vejudvidelser ved en fremskrevet trafikmængde.

Ved beregningsmetoderne medtages en række parametre til karakterisering af vejen og trafikken i kapacitetsmæssig henseende. Det er imidlertid ikke praktisk muligt at inkludere alle tænkelige faktorer som kunne spille en rolle for kapaciteten, ligesom det vil være umuligt at generalisere og kvantificere effekten af alle tænkelige forhold. Derfor er kun de forhold, der betragtes som målelige og væsentlige for kapaciteten, medtaget i metoderne, der gennemgås nedenfor. Disse forhold er fx køresporsbredde og andelen af tung trafik. Som eksempler på forhold ved vej eller trafik, som kunne spille en rolle, men som ikke medtages i kapacitetsberegningen, kan nævnes:

- Trafiktypen for trafikbelastningen i situationer med stor udnyttelse af vejen, idet fx bolig-arbejdsstedtrafik hovedsagelig består af stedkendte trafikanter, mens udpræget ferietrafik vil bestå af en stor del ikke-stedkendte trafikanter.
- Tilstedeværelse af indkørsler til enkelte ejendomme og markoverkørsler, både tætheden af disse og hyppigheden hvormed de benyttes.
- Vejens tekniske standard vedr. fx jævnhed og afmærkning, dvs. skiltning og striber på kørebanen.
- Vejrmæssige forhold, regn, sne, dagslys contra mørke samt effekt af kørsel mod lavtstående sol.
- Vejens omgivelser og opmærksomhedsskabende, – og dermed distraherende, forhold ved vejen som fx strækninger med særlig udsigt.

Et andet forhold ved en stræknings kapacitet er de daglige variationer i kapaciteten, som kan konstateres, selvom alle forhold for vej, omgivelser og trafik tilsyneladende er helt ens. Disse dag-til-dag variationer kan skyldes, at trafikken i praksis er sammenbragt af en mængde forskellige førere og køretøjer, som dels indgår i forskellige daglige kombinationer, og dels hver for sig optræder lidt forskelligt fra dag-til-dag. Man kan derfor ikke betragte en kapacitet som et fast tal for en given strækning. Kapaciteten varierer - er af "stokastisk natur" - og burde derfor ideelt set opgives

som parametre (fx middelværdi eller fraktil) i en statistisk fordeling. Dette gøres ikke her, men man må være forberedt på, at en målt største trafikintensitet både kan være større og mindre end den beregnede kapacitet.

I de følgende afsnit indledes med de grundlæggende definitioner af kapacitet og serviceniveau samt af, hvad der forstås ved "grundlæggende forhold" for en vejstrækning. Dernæst gennemgås en metode til beregning af en strækningens kapacitet. Til slut beskrives en måde til kvalitativ vurdering af den trafik, der kører på den givne strækning. Denne vurdering udtrykkes som strækningens serviceniveau.

Der er i eksempler 3.7 til 3.9 sidst i kapitlet vist gennemgående beregninger, som vedrører kapacitet og serviceniveau.

## 3.2 Definitioner

En *fri strækning* defineres som en ensartet strækning uden knudepunkter, hvilket betyder, at der hverken forekommer trafikstrømme, som fører til eller fra strækningen, eller som krydser strækningen i samme niveau.

*Trafikintensitet* er det antal køretøjer, der passerer et vejtversnit pr. tidsenhed. Trafikintensitet kan angives for begge retninger tilsammen eller for én retning.

*Kapacitet* defineres som den største trafikintensitet, der kan forventes afviklet på en fri strækning ved de aktuelle vej- og trafikmæssige vilkår på strækningen.

Ordet *flaskehals* anvendes til at betegne en delstrækning på en rute eller strækning, hvor trafiktilstrømningen periodevist overstiger kapaciteten, og hvor der derfor opstår kø før delstrækningen.

*Grundlæggende forhold* karakteriserer de vej- og trafikmæssige vilkår, der for en given vejtype antages at være tilstede, inden der korrigeres for forhold, der nedsætter kapaciteten. De grundlæggende forhold er tilfældet for en fri strækning, hvor

- køresporsbredden er mindst 3,50 meter,
- der er fri sidebredde på mindst 1,8 meter fra alle vejens kørespor, dvs. der ikke i vejside eller midterrabat forekommer hindringer eller lignende inden for 1,8 meter fra et kørespors nærmeste kant,
- trafikken kun omfatter personbiler.

Den *grundlæggende kapacitet* i personbilenheder pr. tidsenhed defineres herefter som den største trafikintensitet, der kan forventes afviklet på en fri strækning af given vejtype under de grundlæggende forhold, dvs. inden der korrigeres for kørespors- og sidebredde.

Kapaciteten angives sædvanligvist pr. time for en vedholdende trafikbelastning over 15 minutter. Den trafik, som kapaciteten skal sammenholdes med i en kapacitetsanalyse, bør således også repræsentere trafikken i et spidskvarter, fx ved indregning af spidstimefaktor, se afsnit 2.4.3 og 2.4.4.

*Serviceniveau* er en kvalitativ beskrivelse af standarden for trafikafviklingen på en fri strækning. Serviceniveauet fastsættes med udgangspunkt i trafikantens ønske om fremkommelighed og manøvremlighed.

I det følgende anvendes ordet *spor* som synonym for *kørespor*, der er den enkelte vognbane, som kørebanen opdeles i.

Der anvendes enheden *personbilenhed* (*pe*) for trafikbelastning, der – eventuelt efter omregning – kun består af personbiler.

Med hensyn til måder at angive en trafikstrøms hastighed på henvises til afsnit 3.7.2.

## 3.3 Kapacitetsberegning for vejtyper

### 3.3.1 Metode

Beregning af en fri strækningens kapacitet foretages med basis i vejtypens grundlæggende kapacitet. Herefter korrigeres for de aktuelle forhold på den pågældende strækning.

Kapacitetsberegningen udføres ved at multiplicere vejtypens grundlæggende kapacitet med faktorer beskrivende de aktuelle forhold:

$$N = n \cdot G \cdot b \cdot s \quad [3-1]$$

hvor

- N* er kapaciteten i køretøjer pr. tidsenhed for den aktuelle strækning,
- n* er antal kørespor i den retning, som beregningen gælder. For 2-sporet vej og 2+1-vej sættes  $n = 1$ , for 4- og 6-sporet vej (begge retninger) er  $n$  normalt hhv. 2 og 3,
- G* er vejtypens grundlæggende kapacitet, der fremgår af tabel 3.1,
- b* er korrektionsfaktor for køresporsbredde og begrænsning i fri sidebredde i vejside og midterrabat,
- s* er korrektionsfaktor for andelen af store køretøjer og betydningen af stigninger for store køretøjers kapacitetsforbrug.

Kapacitetsberegningen foretages for trafik i hver retning for sig, og benævnelsen for  $N$  er antal køretøjer pr. time pr. retning, og for  $G$  antal personbilenheder (pe) pr. time pr. retning.

For beregning af kapacitet for 1-sporede veje med trafik i begge retninger henvises til afsnit 3.3.4.

### 3.3.2 Grundlæggende kapacitet

Den grundlæggende kapacitet,  $G$ , for den pågældende vejtype er udgangspunktet for kapacitetsberegning af en given strækning. Tabel 3.1 angiver  $G$  for tre typiske vejtyper. De anførte kapaciteter i tabellen er anført med henblik på en vedholdende trafikbelastning i mindst 15 minutter.

Vejtype	Grundlæggende kapacitet, $G$
2-sporet vej	1700 pe/time/retning
2+1-vej	1900 pe/time/retning
Vej med 4 spor eller flere	2200 pe/time/spor

Tabel 3.1. Grundlæggende kapacitet for vejtyper

Kapaciteten for 2+1-veje udtrykker den størst mulige trafikintensitet ved den længde af sektioner med skiftevis 1 og 2 spor i hver retning, som normalt er gældende for 2+1-veje. Den normale længde af overhalingssektioner regnes at være på 900 - 1400 m. Ved andre længder af overhalingssektioner må påregnes en lavere kapacitet.

For ensrettede veje med 1 spor og for 2-sporede veje med midterrabat ansættes den grundlæggende kapacitet til 1700 pe/time/retning. For sådanne strækninger, der er kortere end 2 km, fx ramper, kan dog påregnes en højere kapacitet, og det anbefales at sætte  $G$  til 1900 pe/time/retning for strækninger med længde op til 1400 m og interpolere mellem grundlæggende kapacitet på 1900 og 1700 pe/time/retning for strækningslængde mellem 1400 m og 2000 m.

### 3.3.3 Korrektionsfaktorer

Forhold på den pågældende strækning, der adskiller sig fra de grundlæggende forhold, kan reducere strækningens kapacitet, hvilket der tages hensyn til ved at korrigere for en række forhold. I dette afsnit gennemgås korrektionsfaktorer for køresporsbredde og fri sidebredde samt for tilstedeværelse af store køretøjer og stigningsforhold.

#### 3.3.3.1 Korrektionsfaktoren $b$ for køresporsbredde og fri sidebredde

Grundlæggende forhold for en strækning forudsætter, at køresporsbredden er mindst 3,50 meter, og at den fri sidebredde er på mindst 1,8 me-

ter. Ved den fri sidebredde menes afstanden mellem et kørespor og faste genstande eller andre hindringer i vejside eller midterrabat. En fast genstand eller hindring i vejside eller midterrabat er i denne forbindelse en genstand (fx bropille, mast, gelænder), høj kant (fx høj kantsten, betonkant, grøft) eller andet som af trafikanterne betragtes som farligt at på- eller overkøre, og som de derfor holder afstand til.

Både indskrænkning i køresporsbredde og manglende fri sidebredde bevirker således, at trafikanterne kører tættere på vejkant eller på biler i nabo-kørespor, og dette antages bilister at reagere på ved at afstanden til den nærmeste forankørende bil øges. Herved reduceres vejens kapacitet.

Der tages højde for køresporets bredde og fri sidebredde ved en korrektionsfaktor,  $b$ , se tabel 3.2 og 3.3 for henholdsvis veje uden midterrabat (typisk 2-sporede veje og 2+1-veje) og veje med midterrabat (typisk veje med 4 spor eller flere).

Der interpoleres i tabellerne mellem de anførte værdier. Såfremt den fri sidebredde er forskellig for de to vejsider, anvendes den gennemsnitlige værdi ved indgang i tabel 3.2 eller 3.3. Hvis specielt den fri sidebredde i den ene vejside er over 1,80 meter og i den anden side er under 1,80 meter ved veje uden midterrabat, tages gennemsnittet af 1,80 meter og den mindre afstand.

Fri sidebredde	Køresporsbredde			
	≥ 3,50 m	3,25 m	3,00 m	2,75 m
≥ 1,80 m	1,00	0,94	0,87	0,76
1,20 m	0,97	0,92	0,85	0,74
0,60 m	0,93	0,88	0,81	0,70
ingen	0,88	0,82	0,75	0,66

Tabel 3.2. Vej uden midterrabat: Korrektionsfaktor  $b$  for køresporsbredde og fri sidebredde

Fri sidebredde	Begrænset sidebredde ene side			Begrænset sidebredde begge sider		
	Køresporsbredde meter			Køresporsbredde meter		
	≥ 3,50	3,25	3,00	≥ 3,50	3,25	3,00
≥ 1,80 m	1,00	0,95	0,90	1,00	0,95	0,90
1,20 m	0,99	0,94	0,89	0,98	0,93	0,88
0,60 m	0,97	0,92	0,88	0,95	0,90	0,86
ingen	0,92	0,88	0,84	0,86	0,82	0,78

Tabel 3.3. Vej med midterrabat: Korrektionsfaktor  $b$  for køresporsbredde og fri sidebredde

Det kan være vanskeligt at afgøre om genstande i vejside eller midterrabat påvirker trafikanterne til at øge afstanden til forankørende bil og dermed medfører, at kapaciteten reduceres. Amerikanske undersøgelser antyder, at fx autoværn af sædvanlig type ikke påvirker trafikanterne næv-

neværdigt, hvorfor det skulle være forsvarligt at undlade korrektion ved gængse autoværn. For andre former for reduceret sidebredde anbefales det at korrigere kapaciteten med en faktor iflg. tabel 3.2 eller 3.3, medmindre det efter undersøgelser af den pågældende type genstand kan godtgøres, at den ingen effekt har på trafikken.

Bemærk, at virkningen på kapacitet ved reduceret kørespors- og fri sidebredde har været vanskelig at estimere, og faktorerne i tabel 3.2 og 3.3 er derfor behæftet med usikkerhed. Nyere undersøgelser antyder, at effekten ved reducerede bredder faktisk er mindre end svarende til tabelernes faktorer, specielt ved kørspor hvor der ikke forekommer store køretøjer, fx i forbindelse med vejarbejder hvor brede køretøjer forbydes færdsel i nogle spor.

#### *Eksempel 3.1*

Ved en 2-sporet vej med køresporsbredde på 3,25 meter er der i den ene side elmaster i afstand 0,6 meter fra køresporets kant. Der er ingen restriktioner i den anden side inden for 1,8 meter fra køresporet.

Elmasterne regnes som en indskrænkning i den fri sidebredde. Da det kun er i den ene side, at der er begrænset sidebredde, tages gennemsnittet af 1,80 meter og den begrænsede sidebredde på 0,6 meter, hvilket giver 1,2 meter. Med denne værdi for fri sidebredde og 3,25 meter som køresporsbredde fås  $b$  af tabel 3.2 til 0,92.

#### *Eksempel 3.2*

På en 4-sporet vej med køresporsbredde på 3,50 meter er der etableret støjskærme i vejsiden 1,30 meter fra nærmeste kørsor. I midterrabatten er der almindeligt ståautoværn i afstand 0,50 meter fra nærmeste kørsor.

Det antages, at autoværnet ikke påvirker trafikanterne i nævneværdig grad. Derfor benyttes tabel 3.3 for begrænset sidebredde i den ene side med værdien 1,30 meter for sidebredde og 3,50 meter for køresporsbredde, hvilket ved interpolation giver reduktionsfaktoren  $b$  lig 0,99.

### 3.3.3.2 Korrektionsfaktoren $s$ for tilstedeværelse af store køretøjer

Store køretøjer kan være lastbiler, store vare- eller kassevogne, busser og personbiler med campingvogn eller trailer. Som en hovedregel betragtes alle køretøjer med længde over ca. 5,80 meter som et stort køretøj.

Den andel af trafikken, der består af store køretøjer, har betydning for strækningens kapacitet. Store køretøjers indflydelse på kapaciteten øges endvidere i forbindelse med stigninger i vejens længdeprofil.

Store køretøjer opdeles her i to hovedtyper:

- a. Lastbiler uden anhænger, ikke-leddelte busser, store vare- og kassevogne og personbiler med campingvogn eller trailer. Disse køretøjers længde er typisk mellem 5,80 og 12,5 meter.
- b. Leddelte lastbiler og ledbusser, hvis længde typisk er over 12,5 meter.

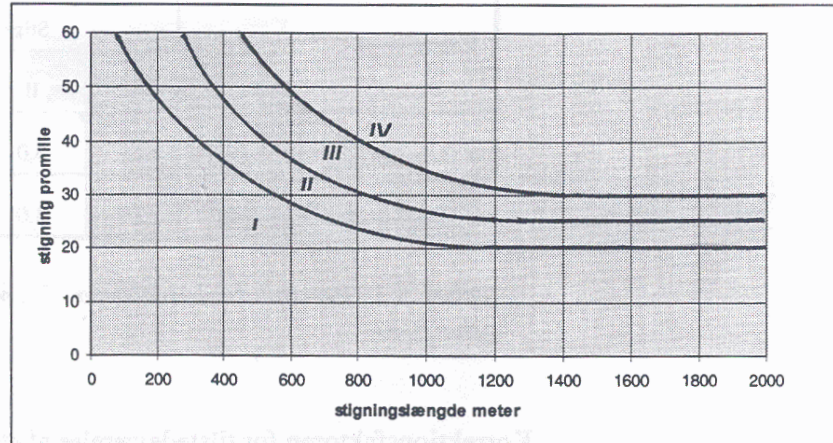


Fig. 3.1. Bestemmelse af strækningens stigningskategori

Der beregnes en korrektionsfaktor for store køretøjer ved:

1. På grundlag af figur 3.1 fastlægges strækningens stigningskategori I-IV ud fra den gennemsnitlige stigning og stigningslængde.
2. Med udgangspunkt i den fundne stigningskategori fastsættes ved opslag i tabel 3.4 gældende for veje med færre end 4 spor, eller tabel 3.5 gældende for veje med 4 spor eller flere, værdier for personbilsækivalenten for ovennævnte to typer af store køretøjer.
3. Ved kendskab til den procentvise andel af store køretøjer beregnes korrektionsfaktoren  $s$  ved formel 3-2.

Såfremt den aktuelle strækning ligger på en stigning, der består af delstrækninger med forskellige stigninger, anvendes som indgang i figur 3.1 den gennemsnitlige stigning for hele strækningen, såfremt ingen af delstrækningernes stigning overstiger 40 ‰, og såfremt den samlede stignings længde er mindre end 2000 m. I modsat fald må der fortages en særskilt vurdering af den samlede strækningens kapacitet.

Køretøj	Stigningskategori			
	I	II	III	IV
a Længde 5,8 – 12,5 m	1,5	2,0	4,0	6,0
b Længde større end 12,5 m	2,0	2,5	5,0	8,0

Tabel 3.4. Personbilsækvivalenter,  $E_a$  og  $E_b$ , for veje med færre end 4 spor for begge retninger

Køretøj	Stigningskategori			
	I	II	III	IV
a Længde 5,8 – 12,5 m	1,8	2,5	4,0	6,0
b Længde større end 12,5 m	2,5	3,0	5,0	8,0

Tabel 3.5. Personbilsækvivalenter,  $E_a$  og  $E_b$ , for veje med 4 spor eller flere for begge retninger

Korrektionsfaktoren for tilstedeværelse af store køretøjer og stigningsforhold beregnes af følgende formel:

$$s = \frac{100}{100 + P_a(E_a - 1) + P_b(E_b - 1)} \quad [3-2]$$

hvor

$P_a$  er den procentvise andel af køretøjstype a, dvs. typisk store køretøjer der er kortere end 12,5 meter,

$P_b$  er den procentvise andel af køretøjstype b, dvs. typisk store køretøjer der er længere end 12,5 meter,

$E_a$  er den fundne personbilsækvivalent for køretøjstype a,

$E_b$  er den fundne personbilsækvivalent for køretøjstype b.

#### Eksempel 3.3

For 2-sporet strækning på 0,9 km er der 0,6 km med 20 % stigning og 0,3 km med 35 % stigning. Iflg. tællinger er andelen af store køretøjer type a (køretøjer mellem 5,8 og 12,5 m) 6 % og andelen af store køretøjer type b (køretøjer længere end 12,5 m) 3 %.

Den gennemsnitlige stigning er

$$\frac{0,6 \cdot 20 + 0,3 \cdot 35}{0,9} = 25 \text{ promille}$$

Med stigningslængde 0,9 km og 25 % stigning giver figur 3.1 stigningskategori II. Personbilsækvivalenten for store køretøjer type a og b aflæses af tabel 3.4 til hhv. 2,0 og 2,5. Korrektionsfaktoren beregnes således til

$$s = \frac{100}{100 + 6(2,0 - 1) + 3(2,5 - 1)} = 0,90$$

### 3.3.4 1-sporede veje med trafik i begge retninger

Trafikafviklingen ved 1-sporet vej kan foregå ved

- at trafikanterne viger for modkørende ved indkørsel til den 1-sporede strækning, idet vigepligtsforholdene evt. kan reguleres ved vigepligtstavler, B 18, *Hold tilbage for modkørende*, og B 19, *Modkørende færdsel skal holde tilbage*, eller
- at trafikretningen styres ved signalanlæg.

Såfremt strækningen med trafikregulering iflg. punkt a er for lang til, at den kan overskues af trafikanterne, kan den 1-sporede strækning opdeles i delstrækninger, imellem hvilke der etableres vigepladser.

Kapaciteten for *dobbeltrettet trafik på 1-sporet strækning uden signalanlæg* afhænger af strækningens længde og af hastigheden, som strækningen gennemkøres med. Endvidere afhænger kapaciteten af, hvordan fordelingen af trafik i de to retninger er. Derfor må der ofte foretages en vurdering for de enkelte tilfælde. I tabel 3.6 er dog angivet erfaringsmæssige værdier for en 1-sporet strækningens kapacitet for forskellige længder af



strækningen uden specificering af retningsfordeling, hastighed og køretøjssammensætning. Værdierne i tabellen er oprindeligt fastsat for vejarbejdsstrækninger på 2-sporet vej, hvor ét spor er lukket.

Længde	Kapacitet ktj/time
≤ 30 m	1000
40 m	900
50 m	800
70 m	700
100 m	600

Tabel 3.6. Kapacitet i køretøjer pr. time begge retninger tilsammen for 1-sporet vej uden signalregulering

Hvis trafikretningen styres ved signalanlæg kan følgende formel anvendes til beregning af kapaciteten  $N$  i pe/time for den betragtede retning:

$$N = \frac{Gr}{\delta} \cdot \frac{3600}{O} \quad [3-3]$$

hvor  $O$  er omløbstiden i sek,  $Gr$  er grøntiden i sek pr omløb for pågældende retning, og  $\delta$  er den gennemsnitlige tidsafstand i sek/pe mellem biler, der efter at have holdt i kø ved stoplinien er kørt ind på den 1-sporede strækning. Måling fra specielt 1-sporede strækninger med vejarbejde antyder, at  $\delta$  ligger i intervallet 2,0-2,5 sek/pe, hvor den lave værdi gælder forhold med god plads, dvs. vejbrede omkring 3,5 m, og den høje værdi for mere snævre forhold mht. vej- og sidebredde.

Rømningstiden er tiden, der går med at tømme den 1-sporede strækning for trafik, efter signalet er skiftet til rødt. Rømningstiden  $t_r$  i sek beregnes som

$$t_r = 3600 \frac{L}{v} \quad [3-4]$$

hvor  $L$  er strækningens længde i km og  $v$  trafikens hastighed i km/t på den 1-sporede strækning. En lang 1-sporet strækning giver en stor rømningstid, som medfører stor spildtid, hver gang trafikretningen skiftes, og derfor må man i sådanne tilfælde fastsætte en forholdsvis lang omløbstid for at opnå tilstrækkelig kapacitet. Omvendt vil en lang omløbstid give lange ventetider og virke generende for trafikanter, især i de perioder, hvor trafikens intensitet er beskeden. Omløbstid og fordeling af grøntiderne på de to retninger bør derfor tilpasses den aktuelle trafik og bør således i mange tilfælde ændres i løbet af ugen og døgnet.

Et estimat på den kortest mulige omløbstid  $O_{min}$  for at afvikle en given trafik  $I$  kan beregnes som:

$$O_{min} = \frac{2 \cdot t_r}{1 - I\delta/3600} \quad [3-5]$$

hvor  $I$  er den samlede trafikintensitet i begge retninger i personbilenheder pr. time. I praksis bør omløbstiden øges lidt i forhold til det herved beregnede som følge af trafikens tilfældige ankomster, og fordi det normalt vil være vanskeligt at tilpasse signalskiftene helt optimalt.

Fordelingen af grøntid for de to retninger tilpasses den forventede retningsfordeling af trafikken. Med en omløbstid på  $O$ , rømningstid  $t_r$ , der herved udgør mellemtiden mellem grønt i den ene og grønt i den anden retning, og trafik i de to retninger på hhv.  $I_1$  og  $I_2$  beregnes grøntiderne  $Gr_1$  og  $Gr_2$  i de to retninger til:

$$Gr_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} (O - 2t_r), \quad Gr_2 = O - 2t_r - Gr_1 \quad [3-6]$$

Der er i afsnit 9.4.4 om vejarbejder indsat et eksempel på beregning af kapacitet og signaltider for en 1-sporet strækning med signalstyring af trafikretningen.

### 3.4 Cykeltrafik på strækninger

Kapacitetsberegning for cykeltrafik er normalt kun relevant for byveje, der er særlig belastet af cykeltrafik. Eventuelle kapacitetsproblemer for cyklister vil hovedsagelig være knyttet til kryds, men der kan dog også på strækninger opstå fremkommelighedsproblemer for cyklister, hvis pladsen for cyklister er for snæver i forhold til mængden af cykeltrafik. Man skal især være opmærksom på pladsforholdene nær signalregulerede kryds, hvor cykeltrafikken samles i grupper.

Etablering af cykelsti på en vej og fastsættelse af cykelstiens bredde har betydning for cyklisters komfort, tryghed, sikkerhed og fremkommelighed. Med hensyn til kapaciteten kan som en håndregel bruges, at for en 2 – 2½ meter bred cykelsti med cykeltrafik i én retning, hvor der ikke forekommer forhindringer, kan kapaciteten sættes til 3000 cyklister pr. time.

Med hensyn til serviceniveauet er der udviklet regneark, som viser, hvordan cyklister og fodgængere kan antages at opleve serviceniveauet.

### 3.5 Sporreduktion på fri strækning

Sporreduktion på fri strækning forekommer, hvor fx 3 spor med trafik i én retning reduceres til 2 spor, eller hvor 2 spor reduceres til 1 spor. Sporreduktionen kan være permanent, men forekommer også typisk i forbindelse med vejarbejde, se kapitel 9.

Trafikafvikling ved sporreduktion kan foregå efter færdselslovens regler for sammenfletning eller vognbaneskift.

I tilfældet med sammenfletning foregår trafikafviklingen i princippet som ved tilkørselsrampe, hvor der også er tale om reduktion i antallet af vognbaner med rampen som den ene vognbane, og hvor selve sammenløbet af trafikstrømme foregår som sammenfletning.

I tilfældet med vognbaneskift er der tale om en vigepligtssituation, idet trafikanterne i den vognbane, som ophører, iflg. færdselsloven skal sikre sig, at manøvren kan foretages uden fare eller unødigt ulempe for andre. Der må grundlæggende forventes en lavere kapacitet ved sporreduktion med vognbaneskift end med sammenfletning.

I det følgende betragtes kun sammenfletningssituationen, idet denne er almindeligt forekommende, og idet der er set en tendens til, at trafikanter i mange tilfælde kører efter flettereglen, selv om der reelt er afmærket med vognbaneskift.

Ved sporreduktion hvor kørebanen for trafik i én retning reduceres med ét spor, fx hvor 3 spor bliver til 2, eller hvor 2 spor bliver til 1, anbefales det at sætte kapaciteten ved sammenfletningen til den reducerede strækningens kapacitet. I tilfælde hvor mere end ét spor forsvinder, fx hvor 3 spor bliver til 1, må der påregnes en lavere kapacitet.

Kapacitetsberegningen for den reducerede strækning foretages iflg. de i afsnit 3.3 givne anvisninger. Bemærk, at hvor 2 spor for trafik i samme retning reduceres til 1, anbefales det at sætte den grundlæggende kapacitet til 1700 pe/time/retning, hvilket svarer til grundlæggende kapacitet pr. retning af en 2-sporet vej. Såfremt den enkeltsporede strækning er kort, dvs. under ca. 2000 m, kan man dog regne med en højere grundlæggende kapacitet svarende til 1900 pe/time/retning for længde af enkeltsporet strækning på under ca. 1400 m og til en værdi, der findes ved interpolation mellem 1900 og 1700 pe/time/retning for enkeltsporet strækning med længde mellem 1400 og 2000 m.

Det skal i øvrigt bemærkes, at det af nogle kilder fremgår, at trafikafvikling og kapacitet ved reduktion i antallet af spor på kørebane for trafik i samme retning bliver bedre, såfremt det er spor i kørebanens venstre side, der forsvinder, frem for spor i højre side set i køreretningen.

Kapacitetsberegning for tilfælde, hvor en almindelig 2-sporet vej reduceres til ét spor for trafik i begge retninger, gennemføres som angivet i afsnit 3.3.4.

Man kan opleve situationer, hvor kapaciteten tilsyneladende er lavere end den forventede kapacitet efter ovenstående beskrivelse. Dette kan skyldes:

- Delstrækningen omkring sporbortfaldet er uhensigtsmæssigt udformet, eller hastighedsniveauet er højt. Tydske undersøgelser har vist, at der i sådanne tilfælde kan forekomme kapacitetstab på 15 % af den reducerede strækningens normale kapacitet. For at reducere risikoen for et kapacitetstab kan det derfor være hensigtsmæssigt at anvende en skiltet hastighedsbegrænsning på fx 90 km/t ved stedet med sporbortfald.
- Den reducerede strækning er præget af unormale forhold under fx. vejarbejde med yderligere reduceret kapacitet til følge, se kapitel 9.
- Trafikintensiteten mod punktet for sporreduktionen er større end den reducerede strækningens kapacitet. Herved opstår trafiksammenbrud ved sammenløbspunktet og kødannelse på strækningen opstrøms sammenløbspunktet. Kørsel ind på den reducerede strækning fra langsomt kørende kø vil typisk medføre en mindre faktisk kapacitet end den reducerede strækningens teoretiske (normale) kapacitet, hvilket er et almindeligt forekommende fænomen, når vejanlæg overbelastes, se afsnit 3.6.2.

I tilfælde hvor der optræder kø i forbindelse med sporreduktionen, vil det normalt være en fordel, at trafikanter fortsætter med at bruge alle spor indtil tæt ved stedet, hvor sporreduktionen finder sted. På denne måde undgås det, at køen bliver unødvendig lang, og sandsynligheden for, at opstrøms frakørsler blokeres af køen, reduceres.

## 3.6 Beregning af kølængde og forsinkelse ved overbelastet strækning

Såfremt trafikintensiteten mod en strækning overstiger strækningens kapacitet, opstår trafiksammenbrud, og trafikken afvikles herefter som køkørsel. En overbelastet strækning forekommer typisk efter tilslutning af en befærdet tilkørselsrampe eller sidevej, ved motorvejssammenløb, ved sporreduktion eller i forbindelse med vejarbejde.

### 3.6.1 Flaskehals

Den overbelastede strækning betegnes som en flaskehals på vejnettet, og der vil optræde kø på vejstrækninger, der fører mod flaskehalsen. I selve flaskehalsen afvikles trafikken normalt nogenlunde flydende, men dog med lavere hastighed end ved mindre trafikbelastning. I flaskehalsen bestemmes hastigheden ved hastighedskurver, se afsnit 3.7.3. Ved overbelastning af flaskehalsen aflæses middelhastigheden gennem selve flaskehalsen ved hastighedskurvernes højre endepunkt.

Årsagen til dannelse af flaskehalsen kan spille en rolle for, hvor effektivt trafikanterne kører under de givne forhold. Hvis der er tale om usædvanlige, opmærksomhedsskabende eller køremæssigt krævende forhold, vil trafikanterne kompensere ved at holde en længere tidsmæssig afstand til forankørende end sædvanligt, og dermed forringes kapaciteten, og køen øges. Hvis flaskehalsen således er forårsaget af et trafikuheld, konstateres ofte en relativt dårlig trafikafvikling ved flaskehalsen, hvorimod trafikafviklingen kan forventes at være bedre ved en vanlig flaskehals på en strækning med hovedsagelig stedkendte trafikanter. Kapaciteten for en vejstrækning med vejarbejde beregnes i henhold til kapitel 9.

### 3.6.2 Kø

Hvis kapaciteten på en vejstrækning er lavere end den tilstrømmende trafikintensitet, kan trafikanterne ikke passere strækningen på det tidspunkt, de kunne være ankommet til den. Trafikanterne må vente i en kø, indtil de når frem til strækningen med kapacitetsproblemer og kan passere den. I det øjeblik trafikintensiteten mod en flaskehals overstiger kapaciteten, påbegyndes derfor opbygningen af en kø. Kølængden vokser lige så længe tilstrømningen af køretøjer er større end kapaciteten, og den størst mulige trafikintensitet, køafviklingskapaciteten, vil ofte være mindre end vejens normale kapacitet inden køens opståen. Dette vil typisk resultere i en hurtigt voksende kø umiddelbart efter overbelastningens start.

Trafikprocessen i forbindelse med kørsel fra en kø ind i en flaskehals er et område, der ikke hersker helt klarhed over, og der forekommer tilsyneladende store udsving i størrelsen af den trafikmængde, der kan afvikles fra køen. Undersøgelser tyder dog på, at

- *køafviklingskapaciteten*, som er den største trafikintensitet, der kan afvikles fra en langsomt kørende kø ind i en flaskehals, typisk er mellem 90 og 100 % af flaskehalsens *normale kapacitet*, dvs. kapaciteten inden køens opståen, men større reduktion kan forekomme.

Køen vil bestå efter, at trafikintensiteten er dalet til under køafviklingskapaciteten, og køen vil først være væk, når der er forløbet så lang tid, at den overskydende kapacitet, dvs. køafviklingskapaciteten minus trafikintensiteten mod flaskehalsen, har afviklet køen.

En simpel beregning af kølængder og forsinkelse ved flaskehals på en strækning kan foretages i et regneark. En vurdering af kølængde og trafikantforsinkelse opnås også ved optegning i diagram med tidsakse og akse for akkumuleret antal køretøjer, se fig. 3.2. I diagrammet plottes to linier, dels en linie, der angiver akkumuleret afviklet trafik, og dels en linie, der angiver den akkumulerede trafikintensitet mod flaskehalsen. I situationer uden kø er den afviklede trafik lig med den ankomende trafik. For situationer med kø er den afviklede trafik i et tidsinterval lig med den

estimerede køafviklingskapacitet, mens der samlet er ankommet mere trafik til flaskehalsen, og hvor forskellen mellem ankommet og afviklet trafik således bidrager til opbygningen af køen.

Den lodrette afstand mellem linierne i diagrammet fig. 3.2 angiver kølængden i antal køretøjer eller personbilenheder på det pågældende tidspunkt og den vandrette afstand trafikanternes forsinkelse. Arealet, som linierne afgrænser, svarer til den totale trafikantforsinkelse i køretøjs- eller personbilenhedstimer som følge af kapacitetsknapheden. Metoden er vist i eksempel 3.4, der refererer til fig. 3.2.

Med henblik på at vurdere risikoen for eventuel tilbageblokering af opstrøms vejkryds eller rampetilslutninger vil det ofte være relevant at bestemme udstrækningen af en kø i meter. En kø som følge af en flaskehals på fri strækning vil dog ofte være "elastisk", dvs. med varierende afstande ved at køretøjerne periodevist holder stille tæt ved hinanden, og på andre tider rykker langsomt frem med en større indbyrdes afstand. Det er derfor vanskeligt at sætte et specifikt tal på længden, som et køretøj i kø fylder. Som udgangspunkt anbefales det dog at sætte længden af et køretøj i kø til

- 8 meter for personbiler og små varebiler,
- 15 meter for enkeltlastbiler, ikke-leddelte busser og biler med påhæng,
- 21 meter for lastbiler med påhæng eller sættevogn, dog 29 meter for modulvogntog.

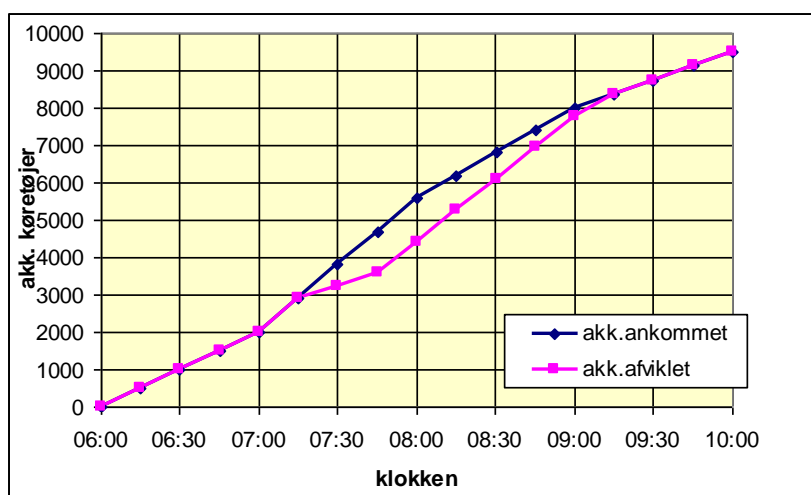


Fig. 3.2. Eksempel på diagram til køberegning

#### Eksempel 3.4

For en 4-sporet motorvej uden nævneværdige stigninger og fald består trafikken i myldretiden om morgenen af 4 % mindre lastbiler (kortere end 12,5 m) og 4 % større lastbiler (længere end 12,5 m). Der er i øvrigt tale om grundlæggende forhold for vejtypen. Trafikintensiteten i mest befærdede retning kl. 6-7 antages at være 2000 ktj/t/retning, kl. 7-8 er trafikintensiteten 3600 ktj/t/retning, kl. 8-9 er den 2400 ktj/t/retning og i timerne efter 1500 ktj/t/retning.

I en periode på 30 min kl. 7.15-7.45 blokeres ét spor i myldretidsretningen som følge af et mindre trafikuheld.

Der ønskes en beregning af kølængder for denne situation, idet der ses bort fra svingninger i trafikintensitet inden for den enkelte time.

Kapaciteten af motorvejen beregnes til  $4400 \cdot 0,91 = 4004$  ktj/t/retning med grundlæggende kapacitet på 4400 pe/t/retning og korrektionsfaktor for store køretøjer beregnet til  $100/(100+4(2-1)+4(2,5-1)) = 0,91$ . Det konstateres, at vejen normalt kan afvikle trafikken, idet kapaciteten overstiger den største trafikintensitet på 3600 ktj/t/retning. Derfor vil i et diagram som fig. 3.2 kurver for afviklet og ankommet trafik være sammenfaldende i en normal situation om morgenen. Siden kl. 6 er der således kl. 7 ankommet og afviklet 2000 ktj. Kl. 7:15 er dette steget til  $2000+3600/4 = 2900$  ktj under ovennævnte antagelse om jævn fordeling af trafikken over timerne.

Klokken 7.15 er der på grund af uheldet kun ét spor til rådighed i pågældende retning. Ved at betragte vejen forbi uheldsstedet som en kort ensrettet vej med ét spor fås en kapacitet på 1900 pe/t/retning jf. afsnit 3.3.2. Dette giver en kapacitet på  $1900 \cdot 1 \cdot 0,91 = 1729$  ktj/t/retning. Da kødannelse øjeblikkeligt vil opstå, vælges det at multiplicere kapaciteten med 0,95 til at opnå køafviklingskapaciteten, og da uheldet endvidere anses som opmærksomhedssabende, indføres af denne grund en reduktionsfaktor der ansættes til 0,85, samlet svarende til reduktion med ca. 0,80, dvs. 1383 ktj/t/retning. I fig. 3.3 er dette vist, idet den akkumulerede afviklede trafik kl. 7.15-7.45 stiger med  $1383/2 = 692$  ktj for den halve time. Den tilstrømmende trafikmængde er i samme tidsrum  $3600/2 = 1800$  ktj.

Efter genåbning af begge spor beregnes kapaciteten til  $4004 \cdot 0,80 = 3203$  ktj/t/retning, idet det stadig anses for relevant at reducere kapaciteten med faktoren 0,80 p.gr.a. kødannelsen, der ikke er sædvanlig det pågældende sted, og arbejde i nødsporet med bugsering mv. Kl. 8.00 har der således, siden uheldet indtraf, kunnet afvikles  $692+3203/4 = 1493$  ktj. Antallet af ankommende køretøjer er i samme tre kvarter  $3/4 \cdot 3600 = 2700$ .

Kl. 9.00 er der afviklet  $1493+3203 = 4696$  ktj siden kl. 7.15 og  $2900+4696 = 7596$  ktj siden kl. 6. Efter kl. 8.00 er trafikintensiteten 2400 ktj/t/retning, og kl. 9.00 er der således siden kl. 7.15 ankommet  $2700+2400 = 5100$  ktj og siden kl. 6 ankommet  $2900+5100 = 8000$  ktj. Da der stadig kl. 9.00 er ankommet flere biler, end der er afviklet, eksisterer køen også efter dette tidspunkt.

Kl. 10.00 er der siden kl. 6 ankommet  $8000+1500 = 9500$  ktj. Ved at forlænge linien for akk. afviklet trafik ses det, at de to linier skærer hinanden kl. ca. 9.15, og køen vil således ikke eksistere længere.

Den lodrette afstand mellem de to linier i diagrammet svarer til antal køretøjer i kø på pågældende tidspunkt. Den største værdi forekommer kl. 8.00 og aflæses til ca. 1170 ktj. Såfremt et køretøj i kø i gennemsnit optager en vejlængde på 8 m, og ved antagelse om, at køen er jævnt fordelt på de to spor før uheldsstedet, bliver den største kølængde  $1170 \cdot 8/2 = 4680$  m. Forsinkelser aflæses som den vandrette afstand mellem linierne, og den største aflæses til ca. 20 minutter. Arealet mellem linierne svarende til den samlede forsinkelse i køretøjstimer beregnes til knap 1300 køretøjstimer.

## 3.7 Bestemmelse af serviceniveau for en vejstrækning

### 3.7.1 Serviceniveaubegrebet

Serviceniveauet beskriver standarden for trafikafviklingen. Det fastsættes for fri strækning med udgangspunkt i trafikanters ønske om fremkommelighed og manøvrermulighed.

Service-niveaubegrebet benyttes i flere sammenhænge. Dels i driftssituationen i forbindelse med vurdering af et eksisterende vejanlæg, og dels i planlægnings-situationen, hvor et eller flere mulige projekter for en vejforbindelse skal belyses med hensyn til den kvalitet, trafikanterne vil blive tilbudt.

En måde at tilgodese disse forskellige formål for trafik på fri strækning er at beskrive service-niveau ved hjælp af følgende to parametre,

- en komfortfaktor, beskrevet ved belastningsgraden, og
- en fremkommelighedsfaktor, beskrevet ved strækningsmiddel-hastigheden for personbiler på vejstrækningen.

Belastningsgraden  $B$  er forholdet mellem trafikintensiteten  $I$  og vejens kapacitet  $N$ :

$$B = \frac{I}{N} \quad [3-7]$$

Begrundelsen for at anvende belastningsgraden som service-niveauets komfortfaktor er, at belastningsgraden angiver hvor "presset" vejen er af trafik i forhold til vejens ydeevne og dermed udtrykker påvirkningen af øvrig trafik, som den enkelte trafikant vil opleve ved et givet omfang af trafik på vejen.

Ved anvendelse af strækningshastigheden som service-niveauets fremkommelighedsfaktor fokuseres på køretid og hastighed, som trafikanter vil anse som bestemmende for fremkommeligheden.

### 3.7.2 Hastighedsbegreber

Hastigheden er en vigtig parameter til vurdering af service-niveau for trafikanterne og vejens effektivitet eller ydeevne vurderet ud fra et samfundsøkonomisk perspektiv. Nedenfor anføres nogle hastighedsbegreber.

*Snithastigheden* er et køretøjs øjeblikkelige hastighed målt ved passage af et snit på vejen. Middelværdien af hastigheder, der i et givet tidsinterval er målt for køretøjer, der passerer et snit på vejen, kaldes *snitmiddel-hastigheden*,  $v_T$ :

$$v_T = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n}$$

hvor  $v_i$  er målte snithastigheder for hver af  $n$  køretøjer. Hvis hastighedsdata foreligger i form af antal køretøjer,  $q_b$ , i hver af  $k$  hastighedsklasser med  $n = \sum q_b$  og hvor  $v_i$  repræsenterer hastigheden i hver af klasserne, fx i form af midtpunktet i hastighedsklassen, beregnes snitmiddel-hastigheden  $v_T$  ved:



$$V_T = \frac{\sum_{i=1}^k q_i v_i}{n}$$

Ved anvendelse af traditionelle målemetoder for hastigheder, fx induktionspoler, gummislanger eller måleplader fastskruet til kørebanen, er det snithastigheder, der måles, og en snitmiddelhastighed kan derfor umiddelbart bestemmes ud fra disse målinger.

*Strækningsmiddelhastighed*,  $v_S$ , beregnes ud fra køretøjers tidsforbrug til at gennemkøre en strækning af kendt længde  $L$ :

$$v_S = \frac{L}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n t_i} = \frac{nL}{\sum_{i=1}^n t_i}$$

hvor  $n$  er antallet af målte rejsetider  $t_i$ . Årsagen til betegnelsen *strækningsmiddelhastighed* er, at begrebet er baseret på trafikanternes opholdstid på en givet strækning.

Et køretøjs *rejsehastighed* for en given rute mellem to punkter er rutens længde divideret med den samlede køretid. Både tidsforbrug til gennemkørsel af rutens strækninger og tidsforbrug til passage af kryds og alle trafikalt betingede stop på ruten skal medtages i rejsetiden. For alle køretøjer, der har tilbagelagt den samme rute, beregnes *middelrejsehastigheden*, som middelværdien af de enkelte køretøjers rejsehastighed, eller som rutens længde divideret med middeltidsforbruget for køretøjerne til gennemkørsel af ruten. Middelrejsehastighed kan betragtes på samme måde som strækningsmiddelhastighed, fordi der i begge tilfælde tages middelværdi af opholdstider for trafikanterne på den pågældende strækning eller rute.

Det er forholdsvis enkelt at måle snithastigheder og herefter beregne en snitmiddelhastighed, mens det er mere krævende at bestemme en strækningsmiddelhastighed eller middelrejsehastighed, fordi man grundlæggende er nødt til at måle det enkelte køretøjs passagetidspunkt ved ind- og udkørsel af den betragtede strækning eller rute. Dette kan for eksempel gøres ved et nummergenkendelsessystem, udstyr, der detekterer signaler fra passerende køretøjer, fx Bluetooth-signaler, eller ved brug af køretøjers GPS-data.

I tilfælde, hvor der analyseres en kort ensartet vejstrækning, kan det dog give mening at estimere en strækningsmiddelhastighed ud fra målte snithastigheder. Dette gøres ved at antage, at køretøjernes hastighed er uforandret over strækningen omkring snitmålingen. For en distance  $L$  omkring et målesnit med  $n$  snithastighedsmålinger  $v_1, v_2, \dots, v_n$  estimeres tider til at tilbagelægge distancen:  $t_1 = L/v_1, t_2 = L/v_2, \dots, t_n = L/v_n$ , og det gennemsnitlige tidsforbrug  $t_m$  bliver

$$t_m = \frac{t_1 + t_2 + \dots + t_n}{n} = \frac{L/v_1 + L/v_2 + \dots + L/v_n}{n}$$

Strækningsmiddelhastigheden  $v_s$  fås således til

$$v_s = \frac{L}{t_m} = \frac{n}{1/v_1 + 1/v_2 + \dots + 1/v_n}$$

eller

$$v_s = \frac{L}{t_m} = \frac{n}{\sum_{i=1}^k \frac{q_i}{v_i}}$$

hvor sidste formel bruges, hvis hastighederne for de  $n$  køretøjer foreligger i  $k$  hastighedsklasser hver med  $q_i$  køretøjer, dvs.  $n = \sum q_i$ , og hvor  $v_i$  repræsenterer hastigheden i hver af klasserne i form af klassemidtpunktet.

Strækningsmiddelhastigheden beregnet på denne måde er aldrig større end snitmiddelhastigheden. Særlig lave hastigheder blandt de målte hastigheder trækker specielt strækningsmiddelhastigheden ned, fordi de lave hastigheder giver en stærkt forøget rejsetid.

#### Eksempel 3.5

En målestation har målt trafikintensitet og hastighed for en trafikstrøm i et kørselsspor en given time. Resultatet kan udtrækkes i form af antal køretøjer i fem hastighedsklasser:

Hastighedsinterval	35-40 km/t	40-45 km/t	45-50 km/t	50-55 km/t	55-60 km/t
Antal køretøjer	4	18	41	56	12

Det samlede antal køretøjer  $n = 4 + 18 + 41 + 56 + 12 = 131$  køretøjer. Hver hastighedsklasse karakteriseres ved midtpunktet af hastighedsintervallet, dvs. 37,5 km/t for den første, 42,5 km/t for den næste osv.

Snitmiddelhastigheden beregnes til

$$v_T = \frac{\sum_{i=1}^k q_i v_i}{n} = \frac{4 \cdot 37,5 + 18 \cdot 42,5 + 41 \cdot 47,5 + 56 \cdot 52,5 + 12 \cdot 57,5}{131} = 49,6 \text{ km/t}$$

Strækningsmiddelhastigheden bliver

$$v_s = \frac{n}{\sum_{i=1}^k \frac{q_i}{v_i}} = \frac{131}{4/37,5 + 18/42,5 + 41/47,5 + 56/52,5 + 12/57,5} = 49,1 \text{ km/t}$$

Som det ses, er strækningsmiddelhastigheden lavere end snitmiddelhastigheden, dog her kun 0,5 km/t. Forskellen ville være større, hvis der havde været en større variation af hastigheder.

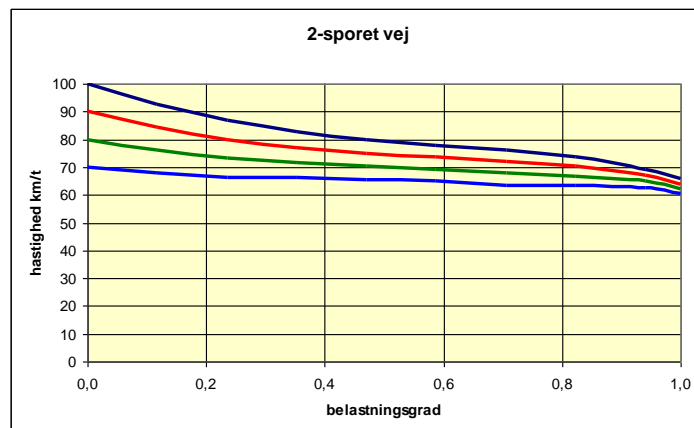
- Det er i det trafiktekniske fagområde oftest *strækningsmiddelhastighed* eller *middelrejsehastighed*, der anvendes som mål for en trafikstrøms gennemsnitlige hastighed. Dette gælder også for hastigheder, som indgår i fastlæggelse af serviceniveau og fremkommelighed.

### 3.7.3 Hastighedskurver

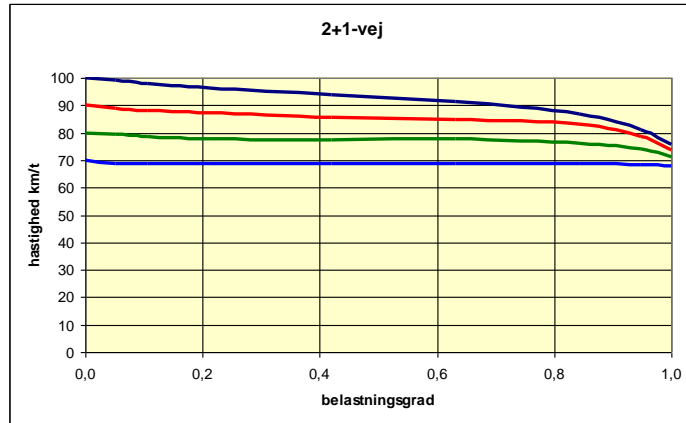
En trafikstrøms hastighed på en given vejstrækning afhænger specielt af vejtypen, hastighedsniveauet ved fri trafikafvikling samt trafikintensiteten i forhold til kapaciteten, dvs. belastningsgraden. Som hjælpemiddel ved bestemmelse af serviceniveau kan benyttes figur 3.3, 3.4 og 3.5, der beskriver en modelmæssig sammenhæng mellem belastningsgraden og strækningsmiddelhastigheden for personbiler på henholdsvis 2-sporede veje, 2+1-veje og veje med 4 spor eller flere. Ved hjælp af disse sammenhænge kan man ud fra kendskab til hastighedsforholdene ved én belastning estimere en middelhastighed ved andre belastninger.

I figurene er der optegnet flere kurver, der hver repræsenterer et hastighedsniveau ved fri trafikafvikling. Kurvevalget kan således være baseret på vurdering af hastigheden ved lav belastning, hvor trafikanterne hver især kan vælge hastighed uafhængigt af andre trafikanter, betegnet "den fri hastighed" eller "free-flow speed". Dette hastighedsniveau aflæses som kurvens skæringspunkt med den lodrette akse svarende til belastningsgrad lig 0. Herefter kan aflæses en strækningsmiddelhastighed for personbiler ved andre belastningsgrader under forudsætning af, at vej og trafikforhold er nogenlunde ensartede for hele den betragtede strækning.

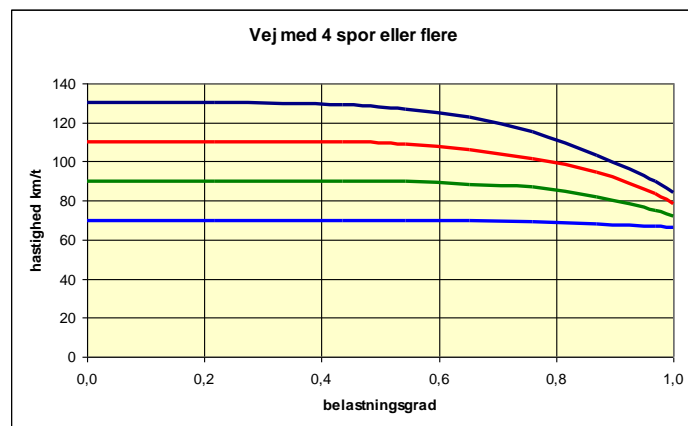
Bemærk, at for 2-sporet vej kan kurverne påregnes at gælde ved de mest sædvanlige retningsfordelinger med 30-70 procent af trafikken i den betragtede retning. For 2+1-veje repræsenterer kurverne en "middelsituation" ved kørsel på skiftevis 1-sporet og 2-sporet sektion.



Figur 3.3. Sammenhæng mellem belastningsgrad og middelstrækningshastighed for personbiler, 2-sporede veje. Kurven, der udgår fra 100 km/t ved belastningsgrad 0, svarer til en observeret adfærd



Figur 3.4. Sammenhæng mellem belastningsgrad og middelstrækningshastighed for personbiler, 2+1-veje. Kurven, der udgår fra 100 km/t ved belastningsgrad 0, svarer til en observeret adfærd



Figur 3.5. Sammenhæng mellem belastningsgrad og middelstrækningshastighed for personbiler, veje med 4 spor eller flere

Figur 3.6-3.11 illustrerer i kørebanen til venstre i billedet trafiksituationer på motorvej under forskellige belastningsgrader. Bemærk, at der typisk ikke er proportionalitet mellem belastningsgraden og det antal biler, der ses på vejen. Dette skyldes, at hastighedsniveauet er forskelligt afhængigt af belastningsgraden

For tilfældene med de belastningsgrader,  $B$ , der er vist på fig. 3.6 – 3.11, kan situationen for trafikafviklingen typisk beskrives som:

- $B=0,2$ : Situationen er en "free-flow"-trafikafvikling, hvor trafikanter kan vælge hastighed og manøvrere næsten uafhængigt af øvrig trafik. Trafikken afvikles med den fri hastighed.
- $B=0,4$ : Trafikanter kan stadig i høj grad vælge hastighed uafhængigt af den øvrige trafik, og skift af kørespor er muligt, næsten når det ønskes. Trafikken afvikles med den fri hastighed.
- $B=0,6$ : Trafikanter må nu i højere grad tilpasse hastigheden efter den øvrige trafik, og ligeledes må trafikanter afvente mulighed for skift af kørespor, men trafikens hastighed er stadig kun reduceret beskedent i forhold til den fri hastighed.

$B=0,8$ : Trafikken bærer præg af kørsel i kolonner i hvert kørespor, og muligheden til at skifte kørespor er mærkbart begrænset. Hastigheden er faldet i forhold til den fri hastighed.

$B=0,9$ : Der er tale om kolonnekørsel, men trafikken glider alligevel ved hastighed lidt over to trediedele af den fri hastighed, men selv små forstyrrelser i trafikken påvirker hastigheden. Skift af kørespor er vanskeligt og kan ikke undgå at påvirke trafikanter i det spor, der skiftes til.

$B=1,0$ : Trafikken afvikles ved kapacitetsgrænsen, og afstanden mellem bilerne er den kortest mulige, som trafikanterne accepterer. I mange tilfælde glider trafikken ved hastigheder omkring to trediedele af den fri hastighed, men forstyrrelser påvirker trafikken og kan medføre såkaldte chockbølger, hvor en stadig større hastighedsreduktion forplanter sig bagud. Trafikken vil dog komme i gang igen og glide nogenlunde, forudsat at der ikke længere fremme på vejen er en anden flaskehals. Skift af kørespor er særdeles vanskelig og vil altid påvirke trafikanter i det spor, der skiftes til. Der vil i mange tilfælde være kødannelse på de veje, der fører mod strækningen med belastningsgrad på 1,0.



*Fig. 3.6. Trafiksituation ved belastningsgrad ca. 0,2*



*Fig. 3.7. Trafiksituation ved belastningsgrad ca. 0,4*



*Fig. 3.8. Trafiksituation ved belastningsgrad ca. 0,6*



*Fig. 3.9. Trafiksituation ved belastningsgrad ca. 0,8*



*Fig. 3.10. Trafiksituation ved belastningsgrad ca. 0,9*



*Fig. 3.11. Trafiksituation ved belastningsgrad ca. 1,0*

### 3.7.4 Trafiktæthed

Trafiktætheden  $D$  (traffic density) i et kørsor defineres som antal personbilenheder pr. sporkilometer. Nogle udenlandske kilder, bl.a. den amerikanske Highway Capacity Manual, anvender dette mål som udgangspunkt for vurdering af serviceniveau for fri strækning. Et mål i form af trafiktæthed kan karakterisere hele spektret af trafikbelastning af en strækning fra svag trafik med lille trafiktæthed til trafiksammenbrud, hvor trafiktætheden er det største antal biler, som kan være på et kørsor med længde 1 km. Sidstnævnte kaldes ofte "jam density", og den kunne typisk være ca. 140 personbilenheder pr. km pr. spor, hvis det antages at næsten stillestående personbiler hver fylder ca. 7 meter fra bagende af forankørende til bagende af aktuelle køretøj.

For trafikintensiteten  $I$ , strækningsmiddelhastigheden  $v_S$  og trafiktætheden (densiteten)  $D$  gælder følgende grundlæggende sammenhæng:

$$I = v_S \cdot D$$

#### Eksempel 3.6

Med data fra eksempel 3.5 er trafikintensiteten i et kørsor  $I = 131$  personbilenheder pr. time (ved antagelse om at trafikken kun består af personbiler) og strækningsmiddelhastigheden  $v_S = 49,1$  km/t. Trafiktætheden eller densiteten beregnes til:

$$D = \frac{I}{v_S} = \frac{131}{49,1} = 2,7 \text{ personbilenheder/km}$$

### 3.7.5 Trafikkens hastighed ved overbelastet strækning

I tilfælde hvor der kører mere trafik mod en strækning end dennes kapacitet, vil der dannes kø ved indkørsel til strækningen, se afsnit 3.6. Rejsehastigheden for en overbelastet strækning skal derfor beregnes på basis af

- forsinkelsen som følge af kørsel i kø før indkørsel på strækningen, plus
- tiden det tager at gennemkøre selve strækningen.

Forsinkelsen i køen foran den overbelastede strækning afhænger af den samlede intensitet af trafik mod strækningen i beregningsperioden, af strækningens kapacitet, og af antallet af personbilenheder der eventuelt allerede holder i kø ved beregningsperiodens start. I tilfælde hvor strækningen allerede er overbelastet inden beregningsperiodens start, må der rådes over trafikdata og foretages køberegning fra tidspunktet for kødannelsens start.

Trafikkens forsinkelse i kø, herunder betydningen af en eksisterende kø ved beregningsperiodens start, kan estimeres ved et kødiagram, se afsnit 3.6.2.

Trafikkens hastighed på selve strækningen kan estimeres ved brug af hastighedsdiagram ved aflæsning for belastningsgrad lig 1,0. Der henvises til figur 3.3-3.5.

### 3.7.6 Planlægning

I forbindelse med planlægning af et vejanlæg bestemmes belastningsgraden og middelrejsehastigheden således:

1. Beregningsperioden  $T$  og trafikintensiteten  $I$  (ktj/ $T$ ) i beregningsperioden fastsættes.  $I$  kan typisk være beregnet ved en trafikprognose, se afsnit 2.4.1. Hvis beregningsperioden er en time, skal der endvidere tages stilling til indregning af spidstimefaktor, se afsnit 2.4.3 og 2.4.4.
2. Vejstrækningens kapacitet  $N$  bestemmes som beskrevet i afsnit 3.3.
3. Belastningsgraden  $B$  beregnes ved formel [3-7].
4. Der foretages en vurdering af niveauet for middelstrækningshastigheden for vejen ved lav belastning, den såkaldte *fri hastighed*.
5. Middelrejsehastigheden på vejen i det pågældende tidsinterval bestemmes ved hjælp af figur 3.3, 3.4 eller 3.5. Den beregnede belastningsgrad fra punkt 3 benyttes som indgang, og den kurve, der vælges, skal svare til det hastighedsniveau for fri hastighed, som blev fundet under punkt 4. Der kan interpoleres mellem de viste kurver. Hvis belastningsgraden er over 1, aflæses på figurene hastigheden svarende til en belastningsgrad på 1,0, se nedenfor.
6. Serviceniveauet udtrykkes herefter ved belastningsgraden (punkt 3) og strækningmiddelhastigheden (punkt 5).

Hvis belastningsgraden er over 1, skal der til rejsetiden tillægges trafikens forsinkelse i kø før indkørsel på den overbelastede strækning, se afsnit 3.7.5.

Ved fastlæggelse af serviceniveauet for en længere rute må middelrejsetiden normalt fastsættes ud fra strækningmiddelhastigheden på samtlige vejstrækninger på ruten. Der tillægges forsinkelser ved eventuelle overbelastede strækninger og i vejkryds (se følgende kapitler). På baggrund af middelrejsetiden og rutens længde kan rejsehastigheden på ruten herefter bestemmes. Belastningsgraden må vurderes separat for hver delstrækning, og man kan eventuelt tage udgangspunkt i den mest belastede delstrækning. Herved kan det vurderes, om resultatet lever op til de ønsker, man har til rutens serviceniveau.



### Eksempel 3.7

Et projekt går ud på at etablere en 4-sporet motorvej.

Motorvejen udføres med køresporsbredde på 3,50 m og nødspor på 2,5 m, og der er ingen væsentlige stigninger på strækningen. Trafiktypen vurderes at ville være fjertrafik, og iflg. en prognose vil årsdøgntrafikken (for begge retninger) i det år, der danner basis for planlægningen, være 17.000 køretøjer. Trafikken ved spidsbelastning vurderes at ville bestå af 6 % store køretøjer mellem 5,8 og 12,5 m og 4 % over 12,5 m, og resten personbiler og små varebiler.

Med henvisning til ovenstående punkter gennemføres vurderingen:

1) Beregningsperiode og trafikbelastning:

Beregningsperioden  $T$  vælges til 3600 sek, dvs. én time.

Til vurdering af vejanlægget vælges at benytte trafikintensiteten i årets 30. største time.

Iflg. afsnit 2.4.2 tabel 2.4 sættes trafikintensiteten for én retning i årets 30. største time for denne retning,  $I_{30}$ , til 13,4 % af årsdøgntrafikken i retningen, idet der antages på årsdøgnbasis at være lige meget trafik i begge retninger:

$$I_{30} = (17.000/2) \cdot 0,134 = 1139 \text{ ktj/time/retning}$$

Spidstimefaktoren vurderes til 0,90, og den dimensionerende trafikintensitet bliver derfor:

$$I_d = 1139/0,90 = 1266 \text{ ktj/time/retning.}$$

2) Kapacitet:

$$G = 4400 \text{ pe/time/retning} \quad (\text{tabel 3.1})$$

$$b = 1,0 \quad (\text{tabel 3.3})$$

$$P_a = 6\%, E_a = 2,0 \quad (\text{tabel 3.5})$$

$$P_b = 4\%, E_b = 2,5 \quad (\text{tabel 3.5})$$

$$s = \frac{100}{100 + 6(1,8 - 1) + 4(2,5 - 1)} = 0,89 \quad (\text{formel [3-2]})$$

$$N = 4400 \cdot 1 \cdot 0,89 = 3916 \text{ ktj/time/retning} \quad (\text{formel [3-1]})$$

3) Belastningsgrad:

Trafikintensiteten blev i pkt. 1 beregnet til 1266 ktj/time/retning og kapaciteten i pkt 2 til 3916 ktj/time/retning.

Belastningsgraden  $B = 1266/3916 = 0,32$  (formel [3-7])

4) Middelhastighed ved lav belastning:

Trafikanternes middelhastighed over strækningen forventes at være 105 km/t ved lav belastning.

5) Strækningmiddelhastighed:

På fig. 3.5 interpoleres mellem kurver, der rammer den lodrette akse ved 100 km/t og ved 110 km/t. Det ses, at ved  $B$  lig 0,32 kan forventes en middelhastighed på ca. 105 km/t.

6) Serviceniveau:

Serviceniveauet karakteriseres derfor ved strækningmiddelhastighed på 105 km/t og belastningsgrad på 0,32.

### Eksempel 3.8

Foruden den i eksempel 3.7 omhandlede motorvej blev det overvejet at anlægge en motortrafikvej udført som 2+1-vej med 3,5 m brede kørespor og ingen hindringer i vejside nærmere end 1,8 m fra nærmeste kørespor. Den tilladte hastighed skal være 90 km/t. Trafikintensiteten antages at være den samme som i eksempel 3.7.

1) Beregningsperiode og trafikbelastning:

Beregningsperioden sættes til en time. Den dimensionerende trafikintensitet blev i eksempel 3.7 beregnet til 1266 ktj/time/retning.

2) Kapacitet:

$$G = 1900 \text{ pe/time/retning} \quad (\text{tabel 3.1})$$

$$b = 1 \quad (\text{tabel 3.2})$$

$$S = \frac{100}{100 + 6(1,5 - 1) + 4(2,0 - 1)} = 0,93 \quad (\text{tabel 3.4 og formel [3-2]})$$

$$N = 1900 \cdot 1 \cdot 0,93 = 1776 \text{ ktj/time/retning} \quad (\text{formel [3-1]})$$

3) Belastningsgrad:

Belastningsgraden bliver:

$$B = 1266/1776 = 0,71$$

4) Middelhastighed ved lav belastning:

Denne vurderes her at være lig den tilladte hastighed, der iflg. ovenstående er 90 km/t.

5) Strækingsmiddelhastighed:

På fig. 3.4 aflæses på kurven, der skærer den lodrette akse ved 90 km/t, en middelrejsehastighed på ca. 83 km/t gældende for belastningsgrad 0,71.

Den aflæste middelhastighed er en konsekvens af en forventet lavere hastighed på 1-sporede sektioner og højere hastighed på 2-sporede sektioner.

6) Serviceniveau:

Serviceniveauet ved løsningen med 2+1-vejen udtrykkes herved ved middelhastighed på 83 km/t og belastningsgrad på 0,71.

### 3.7.7 Drift

I driftssituationen bestemmes serviceniveauet for en eksisterende vejstrækning:

1. Beregningsperioden  $T$  fastsættes. Trafikintensitet  $I$  og hastigheder måles ved ét eller flere målesnit på strækningen over beregningsperioden. Hvis trafikintensiteten er målt for en hel spidstime, bør der indregnes en spidstimefaktor.
2. Strækingsmiddelhastigheden beregnes som vist i afsnit 3.7.2, eller også beregnes rejsehastigheder ud fra målte rejsetider, fx ved GPS- eller Bluetooth-teknologi.
3. Strækningens kapacitet  $N$  bestemmes som beskrevet i afsnit 3.3.
4. Belastningsgraden  $B$  beregnes ved formel 3-7.
5. Serviceniveauet udtrykkes herefter ved belastningsgraden (punkt 3) og strækingsmiddelhastigheden (punkt 1).

Ligesom i planlægningssituationen kan bestemmelsen af de to parametre, der beskriver serviceniveauet, også i driftssituationen hjælpe politikere og teknikere til at vurdere, om det pågældende vejanlæg lever op til ønskerne.

#### Eksempel 3.9

Vejen beskrevet i eksempel 3.7 og 3.8 erstatter en eksisterende 2-sporet hovedlandevej med køresporbredde 3,25 m og en del hindringer (rækværk, master) i afstand af 1,2 m fra kørebanen gældende for begge vejsider. Der er ingen væsentlige stigninger på strækningen.

Med henvisning til ovenstående numre gennemføres vurdering af den eksisterende strækning med den nuværende trafik.

1) Beregningsperiode, trafikintensitet og hastighed:

Der fokuseres på spidskvarterbelastning for pågældende køreretning på en hverdag.

Der er foretaget måling af trafikken ved et par målesteder, og det er således konstateret, at der ved spidsbelastning i dag i spidskvarteret er en trafikintensitet på 264 ktj svarende til 1056 ktj/time for mest belastede retning hvoraf 6% store køretøjer mellem 5,8 og 12,5 m og 4% over 12,5 m. Trafikanternes middelhastighed over strækningen er ved denne belastning målt til ca. 68 km/t.

2) Kapacitet:

$G =$	1700 pe/t/retning	(tabel 3.1)
$b =$	0,92	(tabel 3.2)
$P_a =$	6%, $E_a = 1,5$	(tabel 3.4)
$P_b =$	4%, $E_b = 2,0$	(tabel 3.4)

$$s = \frac{100}{100 + 6(1,5 - 1) + 4(2,0 - 1)} = 0,93 \quad (\text{formel [3-2]})$$

$$N = 1700 \cdot 0,92 \cdot 0,93 = 1462 \text{ ktj/t/retning} \quad (\text{formel [3-1]})$$

3) Belastningsgrad:

Belastningsgraden  $B = 1056/1462 = 0,72$  (formel [3-7])

4) Serviceniveau:

Serviceniveauet karakteriseres derfor ved middelstrækningshastighed på 68 km/t og belastningsgrad på 0,72.

## 3.8 Beregningsprocedure for kapacitet og serviceniveau

I dette afsnit sammendrages proceduren til beregning af kapacitet og serviceniveau på baggrund af vej- og trafikdata som beskrevet i foregående afsnit. Grundlaget er:

Vejdata

- Vejtype med grundlæggende kapacitet (se afsnit 3.3.2)
- Køresporsbredde (se afsnit 3.3.3.1)
- Fri sidebredde højre og venstre side (se afsnit 3.3.3.1)
- Strækningens stigningskategori (se afsnit 3.3.3.2 og fig. 3.1)
- Strækningsmiddelhastighed ved lav trafikintensitet, dvs. den "fri hastighed" (se afsnit 3.7.3)

Trafikdata

- Trafikintensiteten i køretøjer pr time pr retning (se afsnit 2.4). Trafikintensiteten kan typisk repræsentere spidskvartertrafik.

Den grundlæggende kapacitet  $G$  fastsættes ud fra tabel 3.1, og korrektionsfaktorerne bestemmes:

- Korrektionsfaktor  $b$  for køresporsbredde og fri sidebredde jf. tabel 3.2 eller 3.3 (se afsnit 3.3.3.1)
- Korrektionsfaktor  $s$  for store køretøjers tilstedeværelse jf. tabel 3.4 og 3.5 samt formel [3-2] (se afsnit 3.3.3.2)

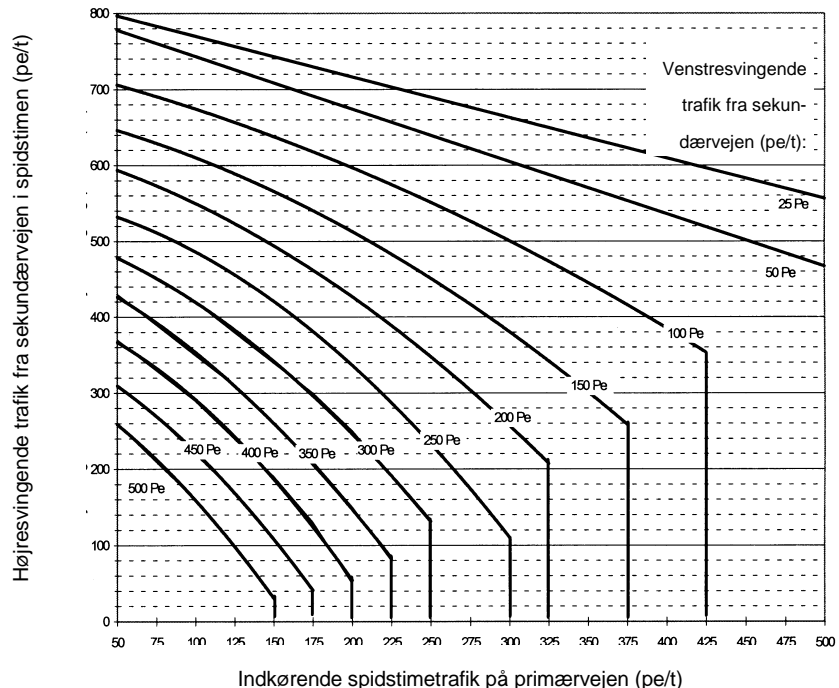
Kapaciteten  $N$  beregnes ud fra den grundlæggende kapacitet jf. tabel 3.1 og korrektionsfaktorerne ved formel [3-1].

Belastningsgraden  $B$  bestemmes som forholdet mellem trafikintensiteten pr. time og kapaciteten (formel [3-7]).

Endelig kan bestemmes en strækningsmiddelshastighed på basis af middelshastighed ved lav trafikbelastning og den beregnede belastningsgrad jf. fig 3.3, 3.4 og 3.5. Hvis belastningsgraden beregnes til over 1, skal der yderligere gennemføres en vurdering af forsinkelse som følge af kødannelse, se afsnit 3.7.5.

## 4. KAPACITETSBEREGNING AF PRIORITERET VEJKRYDS

Denne vejledning anvendes til beregning af kapacitet og serviceniveau for prioriterede vejkryds samt til beregning af kølængder i de vigepligtige tilfarter for denne krydstype.



Figur 4.1. Figur til bestemmelse af om det er nødvendigt at foretage en kapacitetsberegning af et prioriteret T-kryds (pe: personbilenheder, se afsnit 4.5.2)

Figur 4.1 kan anvendes til at vurdere, om det er nødvendigt at foretage en kapacitetsberegning af et prioriteret T-kryds. For at kunne anvende figuren kræves kendskab til:

1. Den indkørende trafik i krydset på primærvejen i spidstimen.
2. Størrelsen på den højresvingende trafik fra sekundærvejen i spidstimen.
3. Størrelsen på den venstresvingende trafik fra sekundærvejen i spidstimen. Tallet på den enkelte kurve i figur 4.1 repræsenterer størrelsen på den venstresvingende biltrafik fra sekundærvejen i T-krydset i spidstimen.

Med kendskab til den indkørende trafik på primærvejen og den venstresvingende biltrafik fra sekundærvejen i krydset, kan det af figuren aflæses, hvor stor den højresvingende biltrafik fra sekundærvejen maksimalt må være i spidstimen, for at en kapacitetsberegning ikke er nødvendig. Er den højresvingende biltrafik fra sekundærvejen i T-krydset større end den aflæste værdi, bør der foretages en kapacitetsberegning.

#### Eksempel 4.1

I et prioriteret T-kryds er den indkørende trafik på primærvejen i spidstimen på 300 pe. Den venstresvingende biltrafik fra sekundærvejen er i spidstimen 200 pe. Med disse to indgangsværdier aflæses den maksimale størrelse på den højresvingende biltrafik fra sekundærvejen, som ikke medfører et behov for en kapacitetsberegning. Den maksimale højresvingende biltrafik findes ved at fastlægge skæringspunktet mellem den indkørende primærvejstrafik på 300 pe og kurven "200 pe" som vist på figur 4.1. Fra dette punkt projiceres ind på y-aksen, hvor der aflæses en værdi på ca. 260 pe. Resultatet er derfor, at hvis den højresvingende biltrafik fra sekundærvejen i krydset er større end ca. 260 pe i spidstimen, bør der foretages en kapacitetsberegning. Hvis den højresvingende biltrafik er mindre end 260 pe, er der ikke behov for en kapacitetsberegning.

Er den venstresvingende biltrafik fra sekundærvejen 300 pe i stedet for 200 pe som ovenfor, bør der foretages en kapacitetsberegning af krydset uanset størrelsen på den højresvingende biltrafik fra sekundærvejen. Dette skyldes, at den største indkørende primærvejstrafik, der har et skæringspunkt med 300 pe-kurven, er 250 pe. Ved venstresvingende sekundærvejstrafik på 300 pe/time bør en kapacitetsberegning derfor kun undlades, når den indkørende primærvejstrafik er mindre 250 pe.

Der bør altid foretages en kapacitetsberegning af et prioriteret T-kryds, hvis den indkørende primærvejstrafik er større end 500 pe i spidstimen.

En kapacitetsberegning af et prioriteret kryds består typisk af følgende punkter:

1. Beregning af kapacitet og belastningsgrad i det enkelte tilfartsspor.
2. Beregning af trafikanternes middelforsinkelse (udtrykt i sekunder pr. køretøj) i det enkelte tilfartsspor.
3. Belysning af størrelsen på køddannelserne i krydsets tilfartsspor i situationer med tætliggende kryds.

Hvorvidt det prioriterede kryds afvikler trafikken tilfredsstillende eller ej, kan baseres på en vurdering af de beregnede middelforsinkelser i tilfartssporene og på kølængderne i tilfartssporene.

*Serviceniveauet*, som det prioriterede kryds yder trafikanterne i en trafikstrøm, opgøres som middelforsinkelsen pr. køretøj i trafikstrømmen i løbet af den betragtede beregningsperiode.

## 4.1 Kapacitetsvejledningens anvendelsesområde

Vejledningen, der gennemgås i dette afsnit, kan anvendes til kapacitetsberegning for motortrafik i prioriterede vejkryds med 3 eller 4 vejgrene (T- eller F-kryds). Ved kapacitetsberegningen indgår virkningen på motortrafikkens kapacitet af cyklister og små knallerter, men ikke af fodgængertrafik. Vejledningen gælder ved ubetinget vigepligt skiltet med vigepligtstavlen *B 11*, og situationer hvor trafikanter i forbindelse med vigepligten skal stoppe i henhold til stoptavle *B 13*. Vejledningen gælder derimod ikke situationer med "højre-vigepligt" i henhold til Færdselslovens § 26 stk. 4.

Der beregnes for et prioriteret vejkryds uafhængigt af omgivende vejstrækninger og kryds. Ved forsatte kryds, der består af to T-kryds, beregnes ligeledes hvert kryds for sig.

Beregningerne fokuserer på de kapacitets- og fremkommelighedsmæssige forhold de steder i krydset, hvor trafikanterne har vigepligt, og modellerne indbefatter således ikke kapacitet i frafarter eller kapaciteten for ligeudkørende på den gennemgående vej. Den beregnede forsinkelse er relateret til ventetiden i tilfarten inden indkørsel i eller krydsning af de overordnede trafikstrømme, og der indgår ikke i den anviste metode en geometrisk forsinkelse, fx i form af lav hastighed ved svingbevægelser gennem krydset.

For at beregningen skal være retvisende, skal der altid være mindst det samme antal spor i frafarten som i tilfarten for de aktuelle trafikstrømme.

## 4.2 Nødvendige indgangsvariable

For at kunne foretage en kapacitetsberegning af et prioriteret vejkryds kræves kendskab til:

- Beregningsperiodens længde i sekunder (f.eks. spidstimen eller spidskvarteret).
- Dimensionsgivende trafikintensiteter i hver enkelt trafikstrøm.
- Længdegradient for tilfarter.
- Antal spor i tilfarterne.
- Vigepligtsforholdene i krydset.

Det er vigtigt, at trafikintensiteten indlægges, således at denne er repræsentativ for den trafikale situation, som skal analyseres. Der henvises her til kapitel 2, og specielt til afsnit 2.4.5 om dimensionerende trafikintensitet i vejkryds.

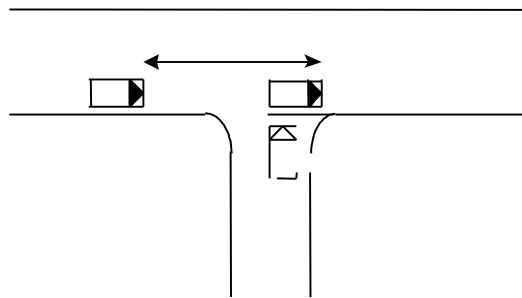
## 4.3 De anvendte modeller til kapacitetsberegning af prioriterede vejkryds

Bemærk, at gennemlæsning af dette afsnit ikke er en forudsætning for at kunne anvende "beregningsafsnittet", der indeholder den egentlige procedure til beregning af kapaciteten i et prioriteret vejkryds. Formålet med dette afsnit er at give brugeren en kortfattet introduktion til de modeller og metoder, der anvendes i selve beregningsproceduren.

### 4.3.1 Tilfartssporets kapacitet

Med *tilfartssporets kapacitet* forstås det maksimale antal køretøjer, der kan afvikles fra krydsets tilfartsspor pr. tidsenhed. Kapaciteten angives i enheden køretøjer pr.  $T$ , hvor  $T$  er længden i sekunder på den periode i krydset, for hvilken kapaciteten beregnes. Perioden kaldes i vejledningen for beregningsperioden. Beregningsperioden kan f.eks. være hverdags spidstime, spidskvarter eller en anden periodelængde eller tidspunkt, hvor det måtte være interessant at belyse kapacitetsforholdene i det prioriterede kryds.

Tilfartssporets kapacitet afhænger af trafikintensiteten i de trafikstrømme i krydset, som trafikken fra tilfartssporet har vigepligt for. P.g.a vigepligten spærrer trafikstrømmene for udkørsel fra tilfartssporet. De trafikstrømme, der spærrer for tilfartssporet, kaldes under et for tilfartssporets overordnede trafikstrømme. Jo større trafikintensiteten er i de overordnede trafikstrømme, jo mindre er tilfartssporets kapacitet.

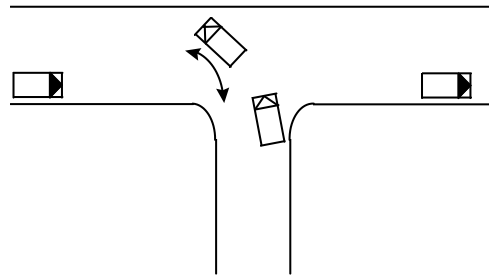


Figur 4.2. Kritisk interval.

Formlen til beregning af tilfartssporets kapacitet er baseret på den såkaldte tidsgabteori. I tidsgabteorien antages, at den vigepligtige trafikant i tilfartssporet vurderer, om tidsintervallet mellem to køretøjer i den overordnede strøm er stort nok til at køre ud i krydset. Er tidsintervallet større end trafikantens kritiske interval, antages trafikanten at køre ud i krydset. Det kritiske interval er det tidsinterval mellem to køretøjer i den overordnede strøm, som trafikanten forlanger mindst skal være tilstede for at køre ud i krydset, se figur 4.2.

Tidsintervallet mellem to overordnede køretøjer kan være så stort, at flere end ét køretøj fra tilfartssporet kan anvende tidsintervallet til kørsel ud i krydset. Under kødannelse i tilfartssporet er *følgetiden* den tidsafstand, hvormed to køretøjer fra tilfartssporet, der anvender samme tidsinterval i den overordnede strøm, følger efter hinanden ud i krydset, se figur 4.3.





Figur 4.3. Følgetiden

I vejledningen afhænger det kritiske interval i det prioriterede kryds af hvilken svingbevægelse, der foretages i krydset. De kritiske intervaller og følgetider, der opgives i vejledningen, skal betragtes som gennemsnitsværdier, idet de i praksis vil variere fra trafikant til trafikant.

Med kendskab til størrelsen på det kritiske interval og følgetiden kan tilfartssporets grundlæggende kapacitet  $G$  (med enheden  $pe/T$ ) beregnes ved anvendelse af følgende formel:

$$G = \frac{(H_M + H_{c/k}) \cdot e^{-(H_M \cdot \tau_M + H_{c/k} \cdot \tau_{c/k})/T}}{1 - e^{-(H_M + H_{c/k})\delta/T}}$$

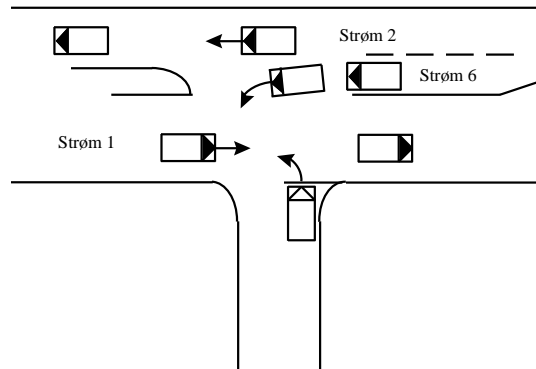
hvor

- $G$  er tilfartssporets grundlæggende kapacitet i enheden  $pe/T$ .
- $H_M$  er trafikintensiteten i enheden  $pe/T$  i tilfartssporets overordnede motortrafikstrøm.
- $H_{c/k}$  er trafikintensiteten i enheden  $pe/T$  i tilfartssporets overordnede cykel/lille knallert-trafikstrøm.
- $\tau_M$  er det kritiske interval i enheden sekunder overfor motorkøretøjer i den overordnede motortrafikstrøm.
- $\tau_{c/k}$  er det kritiske interval i enheden sekunder overfor cykler/små knallerter i den overordnede strøm af cykler/små knallerter.
- $\delta$  er følgetiden i tilfartssporet i enheden sekunder.
- $T$  er længden på beregningsperioden i sekunder.

Bemærk, at fodgængertrafik ikke indgår i modellen til beregning af kapacitet for prioriteret kryds.

$G$  er lig med tilfartssporets kapacitet,  $N_{Max}$ , når ingen af strømmene i tilfartssporets overordnede strøm selv har vigepligt. Indgår der i den overordnede strøm vigepligtige strømme, skal tilfartssporets grundlæggende kapacitet  $G$  reduceres med en faktor. Et eksempel herpå er givet i figur 4.4. Den overordnede strøm for tilfartssporet for venstresvingende trafik fra sekundærvejen består af de ligeudkørende trafikstrømme på primærvejen (strøm nr. 1 og 2) samt den venstresvingende trafik fra primærvejen (strøm nr. 6). Den venstresvingende trafik fra primærvejen (strøm nr. 6) har vigepligt for den ligeudkørende strøm nr. 1, og derfor kan der for

denne strøm dannes kø, som spærrer for venstresving fra sekundærvejen. Den grundlæggende kapacitet skal derfor korrigeres for sandsynligheden for køfri tilstand i de overordnede strømme, som selv har vigepligt for én eller flere overordnede strømme.



Figur 4.4. Venstresvingende fra sidevejen i T-kryds har overordnede strømme nr. 1, 2 og 6, hvor strøm 6 også har en vigepligtig strøm nr. 1.

Efter beregning af sandsynligheden for køfri tilstand kan tilfartssporets kapacitet,  $N_{Max}$ , beregnes ved formlen:

$$N_{Max} = S_{køfri\ tilstand} \cdot G$$

### 4.3.2 Serviceniveau i form af middelforsinkelsen i tilfartssporet

Serviceniveauet i tilfartssporet udtrykkes som middelforsinkelsen pr. køretøje. Middelforsinkelsen afhænger af tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ , længden på beregningsperioden  $T$  og tilfartssporets belastningsgrad  $B$ . Tilfartssporets belastningsgrad beregnes som forholdet mellem den indkørende trafikmængde i tilfartssporet og tilfartssporets kapacitet. Jo større belastningsgraden er i tilfartssporet, jo større er middelforsinkelsen.

Formlen til beregningen af middelforsinkelsen i tilfartssporet er baseret på tidsafhængig køteori og har følgende udseende:

$$t_m = t_1 + t_2$$

med

$$t_1 = \frac{T}{N_{Max, Kt}}$$

og

$$t_2 = \frac{T}{4} \cdot \left( (B-1) + \sqrt{(B-1)^2 + \frac{8 \cdot B}{N_{Max, Kt}}} \right)$$

hvor

$t_m$  er middelforsinkelsen i tilfartssporet i enheden sekunder/køretøj,  
 $T$  er længden i sekunder på den periode i krydset, for hvilken kapacitetsberegningen foretages,  
 $B$  er tilfartssporets belastningsgrad,  
 $N_{Max,Kt}$  er tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ .  $N_{Max,Kt}$  beregnes som  $N_{Max} \cdot of$ , hvor  $of$  er en faktor, der omregner tilfartssporets kapacitet fra enheden  $pe/T$  til køretøjer/ $T$ , se afsnit 4.5.4.

$t_1$  er trafikanternes middellopholdstid (forsinkelse) i tilfartssporets 1. køposition, – d.v.s, forrest i køen.  $t_2$  er trafikanternes middellopholdstid, mens de befinder sig i køen bag køretøjet i 1. køposition. Ved lavere belastningsgrader vil middelforsinkelsen  $t_1$  udgøre størsteparten af den beregnede middelforsinkelse  $t_m$  i tilfartssporet. Årsagen til dette er, at der ved lave belastningsgrader kun sjældent er flere end ét ventende køretøj i tilfartssporet. Ved høje belastningsgrader, hvor kødannelser i tilfartssporet er hyppige, skifter billedet. I disse situationer vil middelforsinkelsen  $t_2$  udgøre størsteparten af middelforsinkelsen  $t_m$  i tilfartssporet.

### 4.3.3 Kølængderne i tilfartssporet

I vejledningen (afsnit 4.5.13) foregår belyningen af kølængderne i tilfartssporet ved at beregne kølængden, der overskrides i 5% ( $n_{5\%}$ ) og 1% ( $n_{1\%}$ ) af beregningsperioden. Om kødannelserne er kritiske, kan derefter afgøres ved at vurdere, om kølængderne  $n_{5\%}$  eller  $n_{1\%}$  er kritisk for forholdene i det aktuelle kryds.  $n_{5\%}$  er aldrig større end  $n_{1\%}$ .

Modellen til beregning af kølængderne  $n_{5\%}$  og  $n_{1\%}$  er baseret på tidsafhængig køteori. I modellen afhænger kølængderne af tilfartssporets belastningsgrad og tilfartssporets kapacitet  $N_{Max,Kt}$  i enheden køretøjer/ $T$ . Modellen, der anvendes til at beregne  $n_{5\%}$  og  $n_{1\%}$ , er:

$$B = \frac{2 \cdot n_{a\%}}{N_{Max,Kt}} + \left( \frac{a}{100} \right)^{1/(n_{a\%} + 1)}$$

hvor  $B$  er tilfartssporets belastningsgrad,  
 $N_{Max,kt}$  er tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ , og  
 $n_{a\%}$  er kølængden, der overskrides i  $a$  % af beregningsperioden.

Det fremgår af modellen, at kølængden  $n_{a\%}$  kun kan fastsættes ved iteration.

## 4.4 Opbygningen af vejledningen til kapacitetsberegning af prioriteret kryds

Vejledningerne til kapacitetsberegningen af det prioriterede kryds er bygget op omkring skemaer (skemaerne A og B), der udfyldes af brugeren, efterhånden som kapacitetsberegningen skrider frem. Hver kolonne i skemaerne indeholder data, som er nødvendig for kapacitetsberegningen af det enkelte tilfartsspor. Kolonnernes rækkefølge repræsenterer beregningsgangen i beregningsproceduren. Rækkerne i skemaerne anvendes til at repræsentere krydsets tilfartsspor.

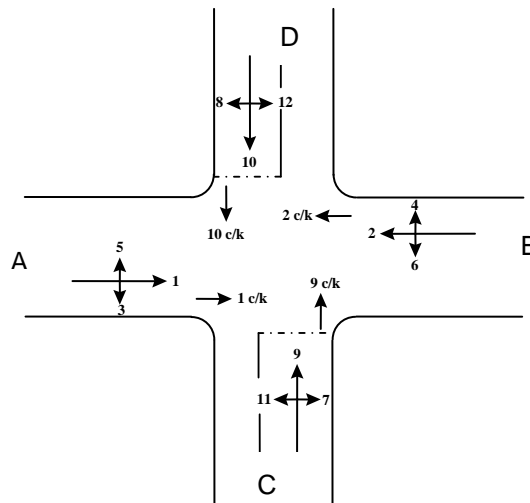
Skemaet **Prioritetskryds, skema A** anvendes til den indledende behandling af trafikstrømmene i beregningsperioden. I skemaets hoved er der gjort plads til identifikation af det aktuelle kryds og tidspunkt (periode) samt til beregningsperiodens længde i sekunder på linien  $T = \underline{\hspace{2cm}}$ . Denne længdeangivelse i sekunder skal senere anvendes ved beregningen af middelforsinkelsen pr. køretøj i det enkelte tilfartsspor.

Skemaet **Prioritetskryds, skema B** anvendes til de egentlige beregninger af kapaciteten, middelforsinkelsen og kødannelserne i krydsets tilfartsspor. I hovedet på skema B er der – ligesom for skema A – plads til en identifikation af det aktuelle prioriterede kryds, tidspunktet for beregningen og længden på beregningsperioden i sekunder.

Ét sæt af skemaer A og B anvendes til kapacitetsberegning for ét prioriteret kryds, der kan have 3 eller 4 vejgrene, og hvor den enkelte trafikstrøm enten har sit separate tilfartsspor eller anvender tilfartsspor, der er fælles for flere trafikstrømmene i krydset.

## 4.5 Procedure til beregning af kapacitet i prioriteret kryds

Figur 4.5 viser et prioriteret F-kryds med dets mulige motortrafikstrømme samt cykliststrømme med betydning for kapaciteten for motortrafikken. Vejgrene A og B, hvor der ikke er vigepligt for ligeudkørende trafik, kaldes for primærvejen, og vejgrene C og D, hvor alle trafikstrømme har vigepligt, kaldes for sekundærvejen. Strømmene på primærvejen, d.v.s. strømmene 1, 2, 3, 4, 5 og 6 kaldes for primærstrømmene. Strømmene på sekundærvejen, d.v.s. strømmene 7, 8, 9, 10, 11 og 12 kaldes for sekundærstrømmene. Ud over de nævnte motortrafikstrømme skal der i kapacitetsberegningen også tages højde for cykel/lille-knallertstrømme i krydset, d.v.s. strømmene 1 c/k, 2 c/k, 9 c/k og 10 c/k vist i figur 4.5.



.Figur 4.5. Principskitse af prioriteret kryds med nummerering af mulige strømme.

Sekundærstrømmene i krydset er kendetegnet ved, at de har vigepligt for primærstrømmene og de viste cykel/knallert-strømme. Vigepligten betyder, at trafikanterne påføres en forsinkelse.

De venstresvingende primærstrømme nr. 5 og 6 har i krydset vigepligt for henholdsvis primærstrømmene 2, 2c/k og primærstrømmene 1, 1c/k.

De højresvingende primærstrømme 3 og 4 har vigepligt for henholdsvis primærstrøm 1c/k og primærstrøm 2c/k. Den viste nummerering af trafikstrømmene anvendes som trafikstrømsreference i beregningsproceduren.

Med kendskab til indgangsvariable, som nævnt i forrige afsnit, kan kapaciteten og middelforsinkelsen i tilfartssporet i det prioriterede kryds beregnes ved hjælp af proceduren, der beskrives nedenfor.

## 4.5.1 De dimensionsgivende trafikstrømme

Ved beregningen af de dimensionsgivende trafikstrømme for henholdsvis motortrafik og cykel-/lille knallertrafik opdeles trafikken i kategorierne:

- person- og varevogne uden påhæng ( $Pv/Vv$ ),
  - lastvogne og busser samt person-/varebiler med påhæng (campingvogn, trailer) ( $Lb/Busser$ ),
  - sætte- og påhængsvogntog ( $St.-v.-/Ph.-v.-tog$ ),
  - store knallerter og motorcykler ( $Mc$ ),
  - cykler, små knallerter ( $c/k$ ).
- For de enkelte trafikstrømme anføres for disse køretøjskategorier antal køretøjer i beregningsperioden (enhed  $kt/T$ ) i pågældende ko-

lonner i skema A. Cykel/knallert-mængder i krydset behandles i afsnit 4.5.3.

## 4.5.2 Personbilækvivalenter til omregning af motortrafik

Den dimensionsgivende trafikintensitet for hver enkelt trafikstrøm skal omregnes fra køretøjer til personbilenheder (pe) i beregningsperioden  $T$ . Denne omregning foretages indledningsvist ved at fastsætte personbilækvivalenterne, der skal anvendes til omregningen.

For de vigepligtige strømme i det prioriterede kryds, – d.v.s. strømmene 7, 8, 9, 10, 11 og 12 på sekundærvejen og strømmene 3, 4, 5 og 6 på primærvejen – afhænger personbilækvivalenten af både køretøjskategorien og primær-/sekundærvejens længdegradient.

Tabel 4.1 viser sammenhængen mellem personbil-ækvivalent, køretøjskategori og primær-/sekundærvejens længdegradient. For primærstrømmene 1 og 2 anvendes altid personbilækvivalenten gældende for længdegradient 0‰.

Primær-/sekundærvejens længdegradient	Køretøjskategori			
	Store knallerter og motorcykler	Person- og varevogne	Lastbiler og busser	Sætte- og påhængsvogn-tog
Stigning: 40‰	0,7	1,4	3,0	6,0
Stigning: 20‰	0,6	1,2	2,0	3,5
0‰	0,5	1,0	1,6	2,6
Fald: 20‰	0,4	0,9	1,2	2,0
Fald: 40‰	0,3	0,8	1,0	1,2

Tabel 4.1. Personbilækvivalent som funktion af længdegradient og køretøjskategori. For cykel/lille knallert sættes personbilækvivalenten til 1

- Personbilækvivalenterne for de enkelte trafikstrømme og køretøjstyper anføres i skema A i kolonnerne  $\mathcal{A}Epe$ .

## 4.5.3 Den samlede trafikintensitet i enheden $kt/T$ og $pe/T$

- I kolonnen  $N_{M,Kt}$  i skema A anføres den samlede trafikintensitet i den enkelte strøm i enheden  $kt/T$ .  $N_{M,Kt}$  er summen af de aktuelle trafikmængder i kolonnerne  $Pv/Vv kt/T$ ,  $Lb/Busser kt/T$ ,  $St.-v./Ph.-v.-tog kt/T$  og  $Mc kt/T$ .
- I kolonnen  $N_M$  i skema A anføres den samlede trafikintensitet i den enkelte strøm i enheden  $pe/T$ .  $N_M$  er summen af de aktuelle trafikmængder i kolonnerne  $Pv/Vv kt/T$ ,  $Lb/Busser kt/T$ ,  $St.-v./Ph.-v.-$

tog  $kt/T$  og  $Mc kt/T$ , der hver er multipliceret med tilhørende personbilækvivalent.

- I kolonnen  $N_{c/k}$  i skema A anføres trafikintensiteten i fire ligeudkørende cykel-/knallert-strømme (se fig. 4.5). Disse cykel-/knallert-strømme angives i enheden  $pe/T$ , idet hver cyklist og lille knallert sættes til 1  $pe$ .

#### Eksempel 4.2

Den venstresvingende trafikstrøm, trafikstrøm 5, i vejggen A består i en given spidsperiode med længden  $T$  af 150 person-/varebiler, 5 lastbiler/busser, 10 sætte- og påhængsvogn og 20 motorcykler/store knallerter.

Venstresvingssporet har et fald på 20 %. D.v.s. at personbilækvivalenten er 0,9 for personbiler og varevogne, 1,4 for lastbiler/busser, 2,0 for sætte- og påhængsvogn og 0,4 for store knallerter og motorcykler.

$N_{M,Kt}$  for trafikstrøm 5 beregnes til:

$$N_{M,Kt} = 150 + 5 + 10 + 20 = 185 \text{ kt}/T$$

$N_M$  for trafikstrøm 5 beregnes til:

$$N_M = 150 \cdot 0,9 + 5 \cdot 1,4 + 10 \cdot 2,0 + 20 \cdot 0,4 = 170 \text{ pe}/T$$

### 4.5.4 Omregningsfaktoren $of$

Omregningsfaktoren  $of$  anvendes til at omregne trafikintensiteten i den aktuelle trafikstrøm i krydset fra personbilenheder til køretøjer. Omregningsfaktoren er nødvendig for senere at kunne beregne middelforsinkelsen i enheden sekunder/køretøj.

- I kolonnen  $of$  i skema A anføres omregningsfaktoren  $of$  for den enkelte strøm i det prioriterede kryds.  $of$  beregnes ved udtrykket:

$$of = \frac{N_{M,Kt}}{N_M}$$

#### Eksempel 4.3

Fra eksempel 4.2 er  $N_{M,Kt} = 185 \text{ kt}/T$  og  $N_M = 170 \text{ pe}/T$ .  $of$  kan således beregnes til:

$$of = 185/170 = 1,09$$

### 4.5.5 De overordnede strømme $H_M$ og $H_{c/k}$

Kapaciteten af et tilfartsspor afhænger af hvilke strømme, som køretøjer fra tilfartssporet skal vige for i krydset. F.eks. skal den venstresvingende strøm fra primærvejen, strøm nr. 6, vige for de ligeudkørende primærstrømme nr. 1 og 1c/k samt den højresvingende primærstrøm nr. 3 (se figur 4.5). Kapaciteten af venstresvingssporet for strøm nr. 6 afhænger således af den samlede trafikintensitet i strømmene nr. 1, 1c/k og 3. Ved de *overordnede strømme* for en vigepligtig strøm forstås de strømme i kryd-

set, som den vigepligtige strøm skal vige for i krydset. Herved er de overordnede strømme for strøm nr. 6 strøm nr. 1, 1c/k og 3.

- I kolonnen  $H_M$  i skema A anføres den samlede motortrafikintensitet i  $pe/T$  i den overordnede motortrafikstrøm for den enkelte vigepligtige strøm i krydset. Strømmene 1 til 4 i prioriterede kryds har ikke vigepligt for nogle af de andre motortrafikstrømme i krydset, og derfor har de ikke nogen overordnet motortrafikstrøm.

I den enkelte rubrik for de vigepligtige strømme 6 til 12 er det angivet, hvilke strømme, der skal summeres for at fastsætte den samlede trafikintensitet i den overordnede strøm. De nødvendige trafikintensiteter til den enkelte overordnede strøm hentes fra kolonne  $N_M$  i skema A.

Bemærk, at det i praksis er observeret, at trafikanter på sekundærvejene i nogle tilfælde viger for den højresvingende primærtrafik, selvom de ikke har vigepligt for denne trafik. Dette kan skyldes, at sekundærtrafikanter før udkørsel i krydset vil sikre sig, at et køretøj på primærvejen faktisk agter at svinge til højre. Vurderes det, at den nævnte adfærd vil være udbredt i det aktuelle kryds, kan der tages højde for den ved at regne en andel (f.eks. 50%) af den højresvingende primærtrafik som ligeudkørende primærtrafik, når  $H_M$  fastsættes for strømmen på sekundærvejen.

#### Eksempel 4.4

Køretøjer i strøm nr. 11, der foretager venstresving i krydset, har i et prioriteret F-kryds vigepligt for motortrafikstrøm nr. 1, 2, 5, 6, 8 og 10 (se figur 4.5). Trafikintensiteten i den overordnede motortrafikstrøm for strøm nr. 11 er derfor summen af motortrafikintensiteterne  $N_{M,1}$ ,  $N_{M,2}$ ,  $N_{M,5}$ ,  $N_{M,6}$ ,  $N_{M,8}$  og  $N_{M,10}$ . Motortrafikintensiteterne i de overordnede strømme hentes fra kolonne  $N_M$  i skema A.

Det vurderes nu, at den højresvingende strøm nr. 3 har en effekt på trafikanterne i strøm nr. 11. 50% af den højresvingende primærtrafik regnes derfor som ligeudkørende primærtrafik.  $H_M$  for strøm nr. 11 vil nu bestå af summen af:  $N_{M,1}$ ,  $N_{M,2}$ ,  $N_{M,5}$ ,  $N_{M,6}$ ,  $N_{M,8}$ ,  $N_{M,10}$  og  $0,50 \cdot N_{M,3}$ .

- I kolonne  $H_{c/k}$  i skema A anføres den samlede trafikintensitet i den overordnede cykel-/lille knallert-strøm. For hver af de vigepligtige motortrafikstrømme i krydset er det anført, hvilke strømme af cykler/små knallerter, der skal indgå i den tilhørende overordnede cykel/knallert-strøm.

#### Eksempel 4.5

Køretøjer i strøm nr. 11, har vigepligt for cykel/knallert-strømmene 1c/k og 10c/k. Trafikintensiteten i strøm 11's overordnede cykel/knallert-strøm er derfor summen af cykel/knallert-strømmene  $N_{1c/k}$  og  $N_{10c/k}$ .

- I kolonnen  $H_M+H_{c/k}$  i skema A anføres summen af  $H_M$  og  $H_{c/k}$  ( $pe/T$ ), der er den samlede trafikintensitet i de strømme, den enkelte vigepligtige motortrafikstrøm har vigepligt for.



## 4.5.6 Det kritiske interval og følgetiden

Tilfartssporets kapacitet afhænger af trafikanternes adfærd i tilfartssporet. Trafikanternes køreadfærd repræsenteres i kapacitetsberegningen ved adfærdsmæssige parametre i form af *kritisk interval* og *følgetid* for tilfartssporet, se afsnit 4.3.1.

Med kendskab til trafikintensiteten i den overordnede strøm for tilfartssporet, det kritiske interval,  $\tau$ , og følgetiden,  $\delta$ , er det muligt at fastsætte tilfartssporets grundlæggende kapacitet,  $G$ .

- I kolonnen  $\tau_M$  og  $\tau_{c/k}$  i skema B anføres det kritiske interval overfor henholdsvis personbiler og cykler/små knallerter. Det kritiske interval afhænger af reguleringsformen i det prioriterede kryds, svingbevægelsen der foretages i krydset, samt om det er et kritisk interval overfor en bil eller cykel/lille knallert. De kritiske intervaller fremgår af tabel 4.2.

Svingbevægelse	Kritisk interval $\tau$ overfor :			Passagetiden $\delta$
	Personbiler		Cykler/snå knallerter	
	Kryds med ubetinget vigepligt	Kryds med fuldt stop		
Højresving fra primærvej			2,5 sekunder	3,0 / 2,5* sekunder
Venstresving fra primærvej	5,7 (6,2) sekunder	5,7 (6,2) sekunder	2,5 sekunder	2,5 sekunder
Højresving fra sekundærvej	7,0 (7,0) sekunder	7,5 (7,5) sekunder	2,5 sekunder	3,4 sekunder
Krydsning af primærvej	6,0 (7,0) sekunder	6,5 (7,5) sekunder	2,5 sekunder	3,7 sekunder
Venstresving fra sekundærvej	6,8 (7,8) sekunder	7,3 (8,3) sekunder	2,5 sekunder	3,7 sekunder

\*: For højresving fra primærvej anvendes følgetid på 3,0 sek i tilfælde med vigepligt for let trafik og på 2,5 sek, hvis der ikke eller i meget begrænset omfang forekommer let trafik

Tabel 4.2. Det kritiske interval ved to gennemgående spor på primærvejen og i parentes ved fire gennemgående spor, samt følgetiden

Kritisk interval uden parentes i tabel 4.2 anvendes til prioriterede kryds med 2 gennemgående spor på primærvejen, dvs. 1 spor i hver retning.

Kritisk interval med parentes anvendes til prioriterede kryds med 4 gennemgående spor på primærvejen, og dermed 2 spor pr. retning.

- I kolonnen *Vægtet*  $\tau$  anføres det vægtede kritiske interval for den enkelte vigepligtige strøm. Det vægtede kritiske interval er vægtet m.h.t. mængden af trafik med cykler/små knallerter,  $H_{c/k}$ , og mængden af motortrafik,  $H_M$ , i den vigepligtige trafiks overordnede strøm. Hvis der f.eks. ikke er nogen trafik af cykler/små knallerter er det vægtede kritiske interval lig med  $\tau_M$ .

$$\tau_{\text{vægtet}} = \frac{H_M \cdot \tau_M + H_{c/k} \cdot \tau_{c/k}}{H_M + H_{c/k}}$$

#### Eksempel 4.6

Det kritiske interval ved ubetinget vigepligt overfor personbiler er for strøm nr. 11 fastsat til 6,8 sekunder; og det kritiske interval overfor cykel/ikke-registreringspligtig knallert er fastsat til 2,5 sekunder. I spidsperioden er trafikintensiteten i strøm 11's overordnede strøm på henholdsvis 394 pe/T (motortrafik) og 30 pe/T (cykel/lille knallert-trafik). Det vægtede kritiske interval for den vigepligtige strøm bliver derfor:

$$\tau_{\text{vægtet}} = \frac{6,8 \cdot 394 + 2,5 \cdot 30}{394 + 30} = 6,5 \text{ sekunder}$$

- I kolonnen  $\delta$  i skema B anføres følgetiden for den vigepligtige strøm. Følgetiden  $\delta$  fremgår af tabel 4.2.

## 4.5.7 Tilfartssporets grundlæggende kapacitet, G

Tilfartssporets grundlæggende kapacitet er det maksimale antal køretøjer, der kan afvikles fra tilfartssporet i løbet af beregningsperioden, inden der korrigeres for kapacitetsnedsættende effekter. For de vigepligtige strømme nr. 7 til 12 må den grundlæggende kapacitet ikke sidestilles med tilfartssporets kapacitet, hvilket behandles i afsnit 4.5.8.

- I kolonnen *tf* i skema B anføres den såkaldte timefaktor, der er lig med forholdet mellem beregningsperiodens længde i sekunder,  $T$ , og antal sekunder pr. time:

$$tf = \frac{T}{3600}$$

Timefaktoren skal anvendes til at omregne trafikintensiteten i den overordnede strøm fra enheden pe/T til enheden pe/time. Hvis beregningsperioden er lig med 1 time, er *tf* lig med 1.

Tilfartssporets grundlæggende kapacitet beregnes ved formlen:

$$G = \frac{(H_M + H_{c/k}) \cdot e^{-(H_M + H_{c/k}) \cdot \tau_{\text{vægtet}} / T}}{1 - e^{-(H_M + H_{c/k}) \delta / T}}$$

hvor  $T$  er beregningsperioden i sek,  $H_M$  og  $H_{c/k}$  er den overordnede trafik i  $pe/T$  for hhv. motorkøretøjer og cykler/små knallerter,  $\tau_{vægtet}$  er det vægtede kritiske interval i sek, hvilket beregnes som beskrevet i afsnit 4.5.6, og  $\delta$  er følgetiden i sek.

- I kolonnen  $G$  i skema B anføres tilfartssporets grundlæggende kapacitet, der har enheden  $pe/T$ .
- I kolonnen  $G_{time}$  i skema B kan anføres tilfartssporets grundlæggende timekapacitet, der har enheden  $pe/time$ :

$$G_{time} = \frac{G}{tf}$$

#### Eksempel 4.7

Trafikintensiteten i strøm 11's overordnede strøm er i eksempel 4.6 specificeret til 394  $pe$  med motortrafik og 30 cykler/små knallerter, dvs. ialt 424  $pe$  over spidsperioden. Spidsperioden i krydset har en længde af et kvarter, d.v.s.  $T = 900$  sekunder.

Det vægtede kritiske interval er fra eksempel 4.6 beregnet til 6,5 sekunder.

Følgetiden i tilfartssporet er lig med 3,7 sekunder (se tabel 4.2). Anvendes derfor den viste formel til beregning af tilfartssporets kapacitet fås:

$$G = \frac{424 \cdot e^{-424 \cdot 6,5 / 900}}{1 - e^{-424 \cdot 3,7 / 900}} = 24 \text{ } pe/T$$

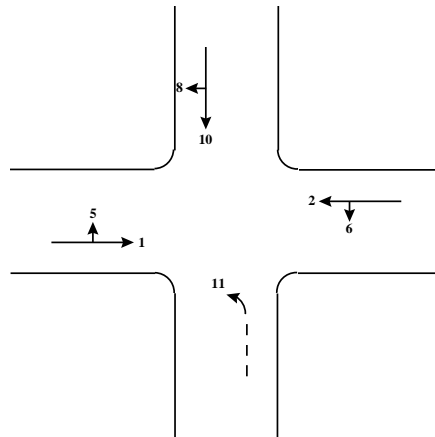
### 4.5.8 Tilfartssporets kapacitet $N_{Max}$

- I kolonnen  $N_{Max}$  i skema B anføres den enkelte strøms kapacitet i enheden  $pe/T$ . Kapaciteten er den grundlæggende kapacitet, der eventuelt korrigeres for sandsynligheden,  $s$ , for kødannelse i overordnede strømme, se nedenfor.

Kapaciteten for strøm nr. 3, 4, 7 og 8 er lig med den grundlæggende kapacitet fra kolonnen med  $G$ . Derfor er der i de aktuelle rubrikker i kolonnen skrevet  $G_i = (i \text{ er nummeret på trafikstrømmen i krydset})$ .

For strøm nr. 5, 6 og 9 til 12 er kapaciteten lig med den grundlæggende kapacitet korrigeret for kødannelse i de respektive strømmes overordnede strøm. Strømmene 5, 6 og 9 til 12 er således kendetegnet ved, at der i deres respektive overordnede trafikstrømme indgår strømme, der selv har vigepligt. F.eks. består den overordnede strøm til strøm nr. 11 (se figur 4.6) af motortrafik-strømmene, 1, 2, 5, 6, 8 og 10, hvoraf strømmene 5, 6, 8 og 10 er vigepligtige strømme. Som følge af disse strømmes vigepligt kan der opstå kødannelse i én eller flere af strøm 11's overordnede strømme. Kødannelse i en overordnet strøm har en kapacitetsnedsættende effekt, som der ikke er taget højde for ved beregningen af den grundlæggende kapacitet i pkt. 4.5.7. Den grundlæggende kapacitet for

strømmene 5, 6 og 9 til 12 skal derfor korrigeres. Denne korrektion foretages v.h.a. sandsynligheder,  $s$ , for køfri tilstand i hver vigepligtig strøm, som indgår i den overordnede motortrafikstrøm (se figur 4.7).



Figur 4.6. Illustration af strøm 11s overordnede motortrafikstrøm

For strøm 5 og 6 er kapaciteten lig med den grundlæggende kapacitet korrigeret for kødannelse i strøm nr. 4 henholdsvis strøm nr. 3. Strøm nr. 3 og 4 skal vige for de cyklister, der krydser sekundærvejen.  $N_{Max}$  for strøm nr. 5 og 6 beregnes ved formlen:

$$N_{Max,5} = G_5 \cdot s_4$$

$$N_{Max,6} = G_6 \cdot s_3$$

Beregningen af  $s_3, s_4, \dots, s_{10}$ , er vist senere i dette afsnit. For strøm nr. 9 og 10 er kapaciteten lig med den grundlæggende kapacitet korrigeret for kødannelse i strøm nr. 5 og 6. Primærstrøm nr. 5 og 6 indgår begge i den overordnede strøm for strøm nr. 9 henholdsvis strøm nr. 10.  $N_{Max}$  for strøm nr. 9 og 10 beregnes ved formlen:

$$N_{Max,i} = G_i \cdot s_5 \cdot s_6$$

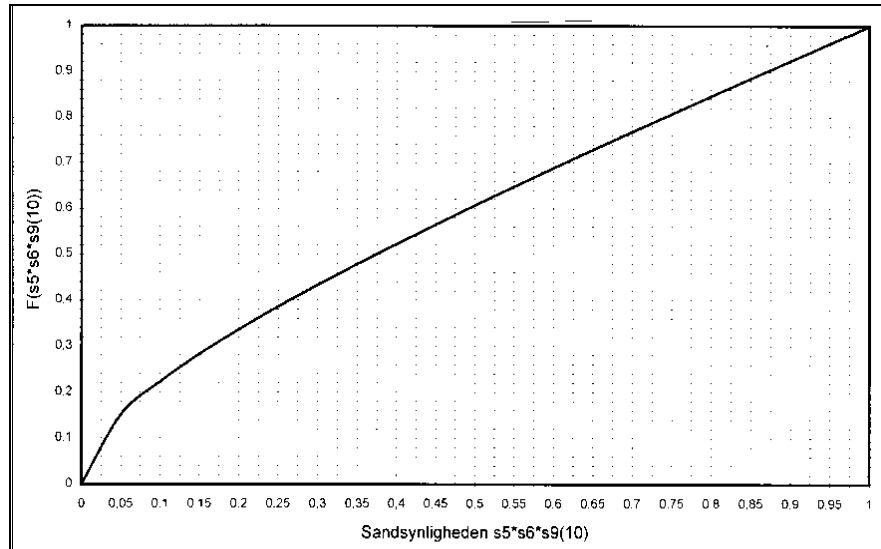
hvor  $i = 9$  henholdsvis  $10$ .

Kapaciteten for strøm nr. 11 og 12 beregnes ved formlen:

$$N_{Max,11} = G_{11} \cdot F(s_5 \cdot s_6 \cdot s_{10}) \cdot s_8$$

$$N_{Max,12} = G_{12} \cdot F(s_5 \cdot s_6 \cdot s_9) \cdot s_7$$

Bemærk, at hvis kun ét af argumenterne,  $s_5, s_6$  og  $s_9$  eller  $s_{10}$  i funktionen  $F$  er forskellig fra 1, multipliceres direkte med den pågældende værdi for  $s$ , dvs. uden at anvende funktionen. Funktionen  $F(s_5 \cdot s_6 \cdot s_{10/9})$  er illustreret i figur 4.7, der viser sammenhængen mellem  $F(s_5 \cdot s_6 \cdot s_{9(10)})$  og produktet  $s_5 \cdot s_6 \cdot s_{9(10)}$ .



Figur 4.7. Funktionen  $F(s_5 \cdot s_6 \cdot s_9(10))$

#### Eksempel 4.8

I eksempel 4.7 blev den grundlæggende kapacitet for strøm nr. 11 beregnet til  $24 \text{ pe}/T$ . Kapaciteten  $N_{Max}$  for strøm nr. 11 skal nu beregnes. Den grundlæggende kapacitet for strøm nr. 11 korrigeres for kødannelser i primærstrøm nr. 5, 6, 8 og 10. Det antages nu, at beregning har vist følgende sandsynligheder for køfri tilstand i strømmene 5, 6, 8 og 10:  $s_5=0,65$ ,  $s_6=0,85$ ,  $s_8=1,0$  og  $s_{10}=1,0$ . Produktet  $s_5 \cdot s_6 \cdot s_{10}$  er således lig med:

$$s_5 \cdot s_6 \cdot s_{10} = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 0,55$$

$F(s_5 \cdot s_6 \cdot s_{10}) = F(0,55)$  aflæses af figur 4.7 til ca. 0,65. Kapaciteten,  $N_{Max}$ , for strøm 11 kan således beregnes til:

$$N_{Max,11} = G \cdot F(s_5 \cdot s_6 \cdot s_{10}) \cdot s_8 = 24 \cdot 0,65 \cdot 1,0 = 16 \text{ pe}/T$$

For strømmene 3, 4 og 7 til 10 beregnes  $s$  ved formlen nedenfor.

$$s_i = 1 - \frac{N_{M,i}}{N_{Max,i}}$$

$i$  er nummeret på den aktuelle strøm, som  $s$  beregnes for ( $i = 3, 4, 7, \dots, 10$ ).  $N_{M,i}$  er trafikintensiteten i den aktuelle strøm, der er anført i kolonnen  $N_M$  i skema A.  $N_{Max,i}$  er den aktuelle strøms kapacitet i enheden  $\text{pe}/T$ .

Hvis  $N_{M,i}$  er større end  $N_{Max,i}$  sættes  $s_i$  til 0,0.

Hvis strøm 5 og 6 har separat venstresvingsspør, anvendes udtrykket ovenfor til beregning af  $s_5$  og  $s_6$ .

#### Eksempel 4.9

Den grundlæggende kapacitet for den venstresvingende strøm fra primærvejen, strøm nr. 6, er  $590 \text{ pe}/T$ .  $s_3$  er beregnet til 0,9 og  $N_{Max}$  for strøm nr. 6 beregnes således til:

$$N_{Max,6} = G \cdot s_3 = 0,9 \cdot 590 = 531 \text{ pe}/T$$

Trafikintensiteten i strøm nr. 6 er i spidsperioden på  $80 \text{ pe}/T$ . Sandsynligheden for køfri tilstand i den venstresvingende strøm nr. 6 kan således beregnes til:

$$s_6 = 1 - 80/531 = 0,85$$

Hvis strøm 5 eller 6 ikke har separat venstresvingsspor beregnes  $s$  for strømmen ved udtrykket:

$$s_i = 1 - \frac{\frac{N_{M,i}}{N_{Max,i}}}{1 - \frac{E_i}{T}}$$

hvor  $i$  er enten 5 eller 6.  $E_i$  i formlen ovenfor afhænger af, om der kun er ét spor til samtlige tre strømme i primærretningen, eller om venstresving fra primærvej og ligeudkørsel på primærvej deles om et spor, mens højresving fra primærvej har sit eget separate svingspor.

Hvis alle tre strømme deles om ét spor, beregnes  $E_i$  ved formlen:

$$E_i = d_{ligeud} \cdot N_{M,ligeud} + d_{højresving} \cdot N_{M,højresving}$$

Hvis det kun er venstresvingende og ligeudkørende, der deles om et spor, beregnes  $E_i$  ved formlen:

$$E_i = d_{ligeud} \cdot N_{M,ligeud}$$

$d_{ligeud}$  er følgetiden mellem primærkøretøjer, der kører ligeud. Dette er tidsafstanden i sekunder mellem to ligeudkørende køretøjer, der følger umiddelbart efter hinanden.  $d_{højresving}$  er følgetiden mellem to højresvingende primærkøretøjer i sporet.  $N_{M,ligeud}$  er trafikintensiteten i den ligeudkørende primærstrøm, der anvender samme spor som venstresvingende, og  $N_{M,højresving}$  er trafikintensiteten i den højresvingende primærstrøm.  $d_{ligeud}$  og  $d_{højresving}$  kan aflæses af tabel 4.3.

	For primærvejen ved:	
	Ligeudkørsel	Højresving
Følgetiden	2,2 sekunder	3 sekunder

Tabel 4.3. Følgetider

- I kolonnen  $s$  i skema B anføres i henhold til ovenstående sandsynligheden for køfri tilstand i strømmene nr. 3 til 10.

#### Eksempel 4.10

For en beregningsperiode  $T$  på 1800 sek antages kapaciteten for den venstresvingende strøm fra primærvejen, strøm nr. 6, at være 531  $pe/T$ . Trafikintensiteten i strøm nr. 6 er 80  $pe/T$ . I samme beregningsperiode er trafikintensiteten i den ligeudkørende primærstrøm nr. 2 lig 50  $pe/T$ ; og i højresvingende primærstrøm nr. 4 lig 50  $pe/T$ .

Følgetiderne mellem køretøjerne i henholdsvis strøm nr. 2 og 4 aflæses i tabel 4.3 til at være hhv. 2,2 sekunder og 3 sekunder. Hvis alle 3 primærstrømme deles om 1 spor bliver sandsynligheden for køfri tilstand i sporet lig med:

$$s_6 = 1 - \frac{\frac{80}{531}}{1 - \frac{2,2 \cdot 50 + 3 \cdot 50}{1800}} = 1 - \frac{0,15}{1 - \frac{260}{1800}} = 0,82$$

Hvis der er separat spor for den højresvingende primærtrafik, d.v.s. kun venstresvingende og ligeudkørende primærtrafik deles om 1 spor, beregnes  $s_6$  til :

$$s_6 = 1 - \frac{\frac{80}{531}}{1 - \frac{2,2 \cdot 50}{1800}} = 1 - \frac{0,15}{1 - \frac{110}{1800}} = 0,84$$

Hvis strøm nr. 6 derimod har separat venstresvingsspor, vil  $s_6$  være lig med 0,85 som vist i eksempel 4.9. Jo større trafikstrømmene er, des større betydning har det, hvorvidt strømmene deles om et tilfartsspor, eller om én eller flere strømme har hver deres separate tilfartsspor.

#### 4.5.9 Flere sekundærstrømme fælles om ét tilfartsspor

Hvis hver sekundærstrøm i det aktuelle kryds undtagelsesvis har sit separate tilfartsspor, kan dette punkt overspringes.

I prioriterede kryds kan forskellige sekundærstrømme (f.eks. sekundærstrømmene nr. 8, 10 og 12) være fælles om ét tilfartsspor, hvilket har betydning for tilfartssporets kapacitet.

Er to sekundærstrømme a og b fælles om ét tilfartsspor, beregnes  $N_{Max}$  ved formlen :

$$N_{Max,a+b} = \frac{N_{M,a} + N_{M,b}}{\frac{N_{M,a}}{N_{Max,a}} + \frac{N_{M,b}}{N_{Max,b}}}$$

Trafikintensiteterne for trafikstrømmene,  $N_{M,a}$  og  $N_{M,b}$ , tages fra kolonne  $N_M$  i skema A, og kapaciteterne,  $N_{Max,a}$  og  $N_{Max,b}$ , tages fra kolonnen  $N_{Max}$  i skema B.

Er tre sekundærstrømme, a, b og c fælles om ét tilfartsspor, beregnes  $N_{Max}$  ved formlen:

$$N_{Max,a+b+c} = \frac{N_{M,a} + N_{M,b} + N_{M,c}}{\frac{N_{M,a}}{N_{Max,a}} + \frac{N_{M,b}}{N_{Max,b}} + \frac{N_{M,c}}{N_{Max,c}}}$$

- I kolonnen *flere strømme*  $N_{Max}$  i skema B anføres kapaciteten for tilfartssporet, som flere sekundærstrømme er fælles om. Den beregnede  $N_{Max}$  anføres i hver rubrik, der repræsenterer en strøm, som anvender tilfartssporet.

##### Eksempel 4.11

Sekundærstrømmene nr. 11 (venstresving fra sekundærvej), 9 (krydsning af primærvej) og 7 (højresving fra sekundærvej) er fælles om 1 tilfartsspor.  $N_{M,7} = 50$  pe/time,  $N_{M,9} = 50$  pe/time og  $N_{M,11} = 50$  pe/time.  $N_{Max,7} = 531$  pe/time,  $N_{Max,9} = 118$  pe/time og  $N_{Max,11} = 112$  pe/time.  $N_{Max,7+9+11}$  kan således beregnes til:

$$N_{Max,7+9+11} = \frac{50 + 50 + 50}{\frac{50}{531} + \frac{50}{118} + \frac{50}{112}} = 156 \text{ pe/time}$$

#### 4.5.10 Kapaciteten af tilfartssporet i enheden køretøjer/ $T$

Middelforsinkelsen i tilfartssporet skal være i enheden *sekunder/køretøj*. Middelforsinkelsen afhænger af tilfartssporets kapacitet,  $N_{Max}$ , og trafikintensiteten,  $N_M$ , i tilfartssporet.  $N_{Max}$  er angivet i enheden  $pe/T$ , og derfor skal der for tilfartsspor beregnes omregningsfaktorer *of* til at konvertere fra enheden  $pe/T$  til *køretøjer/T*. Faktorerne beregnes ud fra trafikintensiteten på samme måde som i pkt. 4.5.4, .

- I kolonnen *of* i skema B anføres efter nedenstående retningslinier den beregnede omregningsfaktor for det enkelte tilfartsspor. Betjener tilfartssporet flere strømme, anføres den beregnede værdi af *of* i hver rubrik, der repræsenterer en strøm, som anvender tilfartssporet.

Betjener tilfartssporet kun én strøm, er *of* for sporet lig med værdien anført for den pågældende strøm i kolonne *of* skema A.

Betjener tilfartssporet flere sekundærstrømme, fremkommer *of* for den samlede strøm i sporet som forholdet mellem den samlede strøms intensitet i enheden hhv.  $kt/T$  og  $pe/T$ . Trafikintensiteten i den enkelte strøm, som indgår i den samlede strøm, er anført i kolonne  $N_M$  i skema A.

##### Eksempel 4.12

En højresvingende og ligeudkørende sekundærstrøm deles om ét tilfartsspor. Den højresvingende sekundærstrøm består af 200 køretøjer/ $T$ , som svarer til 250  $pe/T$ . Den ligeudkørende strøm består af 100  $kt/T$ , som svarer til 90  $pe/T$ . Omregningsfaktoren *of* for tilfartssporet bliver således :

$$of = \frac{200 + 100}{250 + 90} = 0,88$$

- I kolonnen  $N_{Max,Kt}$  anføres tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/time.  $N_{Max,Kt}$  beregnes ved formlen:

$$N_{Max,Kt} = of \cdot N_{Max}$$

Tilfartssporets kapacitet  $N_{Max}$  er anført i kolonne *1 strøm*  $N_{Max}$  i skema B, hvis tilfartssporet kun betjener én strøm. Betjener tilfartssporet flere strømme, er  $N_{Max}$  anført i kolonne *flere strømme*  $N_{Max}$  i skema B.

#### 4.5.11 Tilfartssporets belastningsgrad $B$

Belastningsgraden udtrykker, hvor stor en andel af kapaciteten i tilfartssporet der udnyttes af trafik i beregningsperioden. Middelforsinkelsen i tilfartssporet afhænger ligeledes af tilfartssporets belastningsgrad. Jo større belastningsgraden er, jo større vil middelforsinkelsen være i tilfartssporet.



- I kolonnen  $B$  i skema B anføres tilfartssporets belastningsgrad. Betjener tilfartssporet flere strømme, anføres den beregnede belastningsgrad i hver rubrik, der repræsenterer en strøm, som anvender tilfartssporet. Belastningsgraden beregnes ved formlen:

$$B = \frac{N_M}{N_{Max}}$$

Betjener tilfartssporet én strøm, er  $N_M$  trafikintensiteten i tilfartssporet og  $N_{Max}$  er det aktuelle tilfartsspors kapacitet.  $N_M$  og  $N_{Max}$  er begge i enheden  $pe/T$ .  $N_{Max}$  står anført i kolonne 1 *strøm*  $N_{Max}$  i skema B.

Betjener tilfartssporet flere strømme, er  $N_M$  den samlede trafikintensitet i de strømme, der anvender tilfartssporet.  $N_M$  og  $N_{Max}$  er begge i enheden  $pe/T$ .  $N_{Max}$  står anført i kolonne *flere strømme*  $N_{Max}$  i skema B.

#### Eksempel 4.13

I eksempel 4.11 er sekundærstrømmene nr. 7, 9 og 11 fælles om 1 tilfartsspor. Den samlede trafikintensitet i tilfartssporet kan ved oplysningerne i eksemplet beregnes til:

$$N_{M,7+9+11} = 50+50+50 = 150 \text{ pe/time.}$$

Tilfartssporets kapacitet er i eksempel 4.11 beregnet til 156 pe/time. Tilfartssporets belastningsgrad  $B_{7+9+11}$  kan således beregnes til:

$$B_{7+9+11} = \frac{150}{156} = 0,96$$

## 4.5.12 Middelforsinkelsen i tilfartssporet, serviceniveauet

Serviceniveauet for trafikken i tilfarterne udtrykkes ved middelforsinkelsen pr. køretøj. Middelforsinkelsen  $t_m$  i sekunder pr. køretøj for trafikken i et tilfartsspor beregnes ved formlen:

$$t_m = \frac{T}{N_{Max,Kt}} + tf \cdot t_2$$

hvor  $T$  er længden på beregningsperioden i sekunder.  $t_2$  bestemmes ud fra tabel 4.4 med belastningsgraden  $B$  og tilfartssporets kapacitet  $N_{Max,kt}$  som indgangsvariable.  $t_2$  er nærmere forklaret i afsnit 4.3.2.  $tf$  er timefaktoren, se afsnit 4.5.7.

I stedet for at anvende tabel 4.4 og ovenstående formel kan middelforsinkelsen beregnes ved formlen:

$$t_m = \frac{T}{N_{Max,Kt}} + \frac{T}{4} \cdot \left( (B-1) + \sqrt{(B-1)^2 + \frac{8 \cdot B}{N_{Max,Kt}}} \right)$$

hvor  $T$  er beregningsperioden i sekunder,  $B$  er belastningsgraden i tilfartssporet og  $N_{Max,kt}$  er tilfartssporets kapacitet i køretøjer pr.  $T$ .

- I kolonne  $t_m$  i skema B anføres den beregnede middelforsinkelse i sekunder pr. køretøj.

$N_{Max,Kt}$ kt/T	Belastningsgraden B																								
	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,92	0,95	0,97	1	1,02	1,05	1,07	1,1
50	8	13	18	24	30	38	46	56	67	80	95	113	134	159	189	223	263	281	309	329	360	382	417	441	478
100	4	6	9	12	15	19	23	29	35	42	50	61	74	90	110	136	168	183	207	225	255	276	310	334	372
150	3	4	6	8	10	13	16	19	23	28	34	42	51	63	79	99	127	140	163	179	208	229	263	287	326
200	2	3	4	6	8	10	12	15	18	21	26	32	39	49	61	79	103	115	136	152	180	201	235	260	299
250	2	3	4	5	6	8	10	12	14	17	21	26	32	40	51	66	87	98	118	134	161	182	216	241	281
300	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	18	22	27	34	43	56	76	86	105	120	147	168	202	228	268
350	1	2	3	3	4	6	7	8	10	12	15	19	23	29	37	49	67	77	95	110	136	157	192	217	259
400	1	2	2	3	4	5	6	7	9	11	13	16	20	26	33	44	61	70	87	101	127	148	183	209	251
450	1	1	2	3	3	4	5	7	8	10	12	15	18	23	30	40	55	64	80	94	120	141	176	202	245
500	1	1	2	2	3	4	5	6	7	9	11	13	16	21	27	36	51	59	75	88	114	134	170	197	240
550	1	1	2	2	3	4	4	5	6	8	10	12	15	19	25	33	47	55	70	83	109	129	165	192	235
600	1	1	1	2	3	3	4	5	6	7	9	11	14	17	23	31	43	51	66	79	104	124	161	188	231
650	1	1	1	2	2	3	4	5	6	7	8	10	13	16	21	28	41	48	62	75	100	120	157	184	228
700	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	9	12	15	20	27	38	45	59	72	96	117	153	181	225
750	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	11	14	18	25	36	43	56	68	93	114	150	178	223
800	0	1	1	1	2	2	3	4	4	5	7	8	10	13	17	23	34	40	54	66	90	111	148	175	220
850	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	10	12	16	22	32	38	51	63	87	108	145	173	218
900	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	12	15	21	31	37	49	61	85	106	143	171	217
950	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	11	15	20	29	35	47	59	83	103	141	169	215
1000	0	1	1	1	2	2	2	3	4	4	5	7	8	11	14	19	28	34	45	57	80	101	139	167	213
1050	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	10	13	18	27	32	44	55	79	99	137	166	212
1100	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	10	13	17	26	31	42	53	77	98	136	164	211
1150	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	12	17	25	30	41	52	75	96	134	163	210

Tabel 4.4.  $t_2$  som funktion af belastningsgraden og tilfartssporets kapacitet  $N_{max,Kt}$  i kt/T.

#### Eksempel 4.14

I eksempel 4.13 er belastningsgraden i tilfartssporet, som strømmene 7, 9 og 11 er fælles om, beregnet til 0,96.  $N_{Max}$  for tilfartssporet er i spidsperioden beregnet til 156 pe/time (se eksempel 4.11). Antages det, at omregningsfaktoren  $of_{7+9+11}$  er 1,0 (se afsnit 4.5.10), kan  $N_{Max,Kt}$  for tilfartssporet beregnes til  $1,0 \cdot 156 \text{ pe}/T = 156 \text{ køretøjer}/T$ . Beregningsperioden  $T$  er 1800 sek.

Med  $B = 0,96$  og  $N_{Max,Kt} = 156$  aflæses  $t_2$  af tabel 4.4 til ca. 168 sekunder (ved lineær interpolation). Middelforsinkelsen i tilfartssporet beregnes således til:  $t_m = 1800/156 + 0,5 \cdot 168 = 95 \text{ sek/ktj}$  for  $T=1800 \text{ sek}$  og  $t_f=1800/3600$ . Anvendes i stedet den viste formel til en direkte beregning af middelforsinkelsen fås:

$$t_m = \frac{1800}{156} + \frac{1800}{4} \cdot \left( (0,96 - 1) + \sqrt{(0,96 - 1)^2 + \frac{8 \cdot 0,96}{156}} \right) = 95 \text{ sekunder/køretøj}$$

### 4.5.13 Kølængderne i tilfartssporet

De køretøjer, der holder i kø, kan blokere for trafikafviklingen i et bagved liggende kryds eller udgøre en barriere for vigtige udkørsler. Det kritiske antal køretøjer i kø,  $n_{kritisk}$ , defineres som det antal køretøjer, der kan holde i tilfartssporet uden at være til gene for bagvedliggende kryds og udkørsler.

Ved lastbilandele på  $\leq 10\%$  kan længden af køretøjer i kø overslagsmæssigt fastsættes til 6 m pr. køretøj. Ved lastbilandele  $> 10\%$  skal det kritiske antal køretøjer beregnes således:

$$n_{kritisk} = \frac{L_{kritisk}}{\frac{x}{100} \cdot 15 + \frac{100-x}{100} \cdot 6}$$

hvor  $x$  er lastbilprocenten, og  $L_{kritisk}$  er længden i meter af den største kø, der må være, uden at anden trafik generes.

En måde at vurdere kødannelserne på er at undersøge kølængden, der dagligt overskrides i f.eks. højst 1 eller 5 % af den daglige spidsperiode (beregningsperioden). Hvis disse 1% eller 5% kølængder vurderes at være uacceptable, bør andre krydsløsninger overvejes.

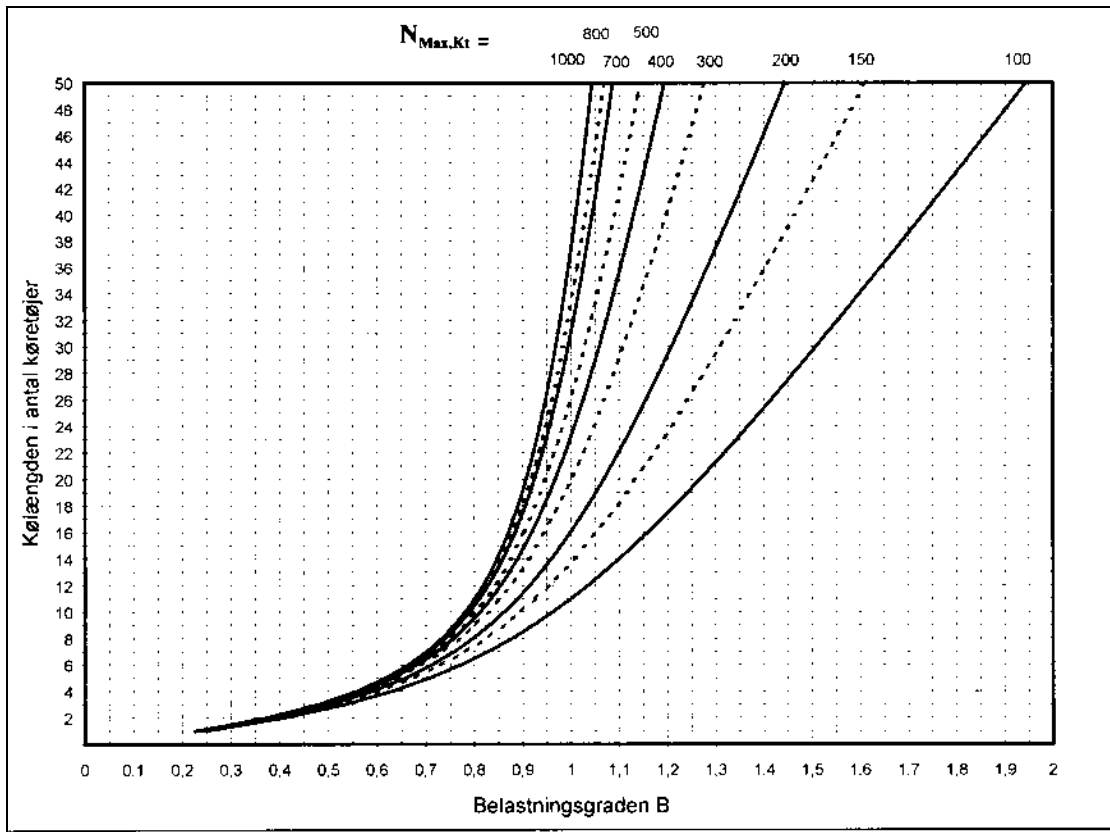
Kølængderne i tilfartssporet afhænger af tilfartssporets belastningsgrad  $B$  og tilfartssporets kapacitet  $N_{Max,Kt}$

- I kolonnen  $n_{kritisk}$  i skema B anføres den kølængde i tilfartssporet, som kødannelserne i sporet højst må overskride i  $p$  procent af spidsperioden (beregningsperioden).
- I kolonnen *Procent* i skema B anføres anvendt procentdel  $p$ .
- I kolonnen  $n_{p\%}$  i skema B anføres kølængden, der i beregningsperioden overskrides i  $p$  % af tiden. I figur 4.8 kan  $n_{5\%}$  aflæses som en funktion af  $B$  og  $N_{Max,Kt}$ . I figur 4.9 kan  $n_{1\%}$  aflæses som en funktion af  $B$  og  $N_{Max,Kt}$

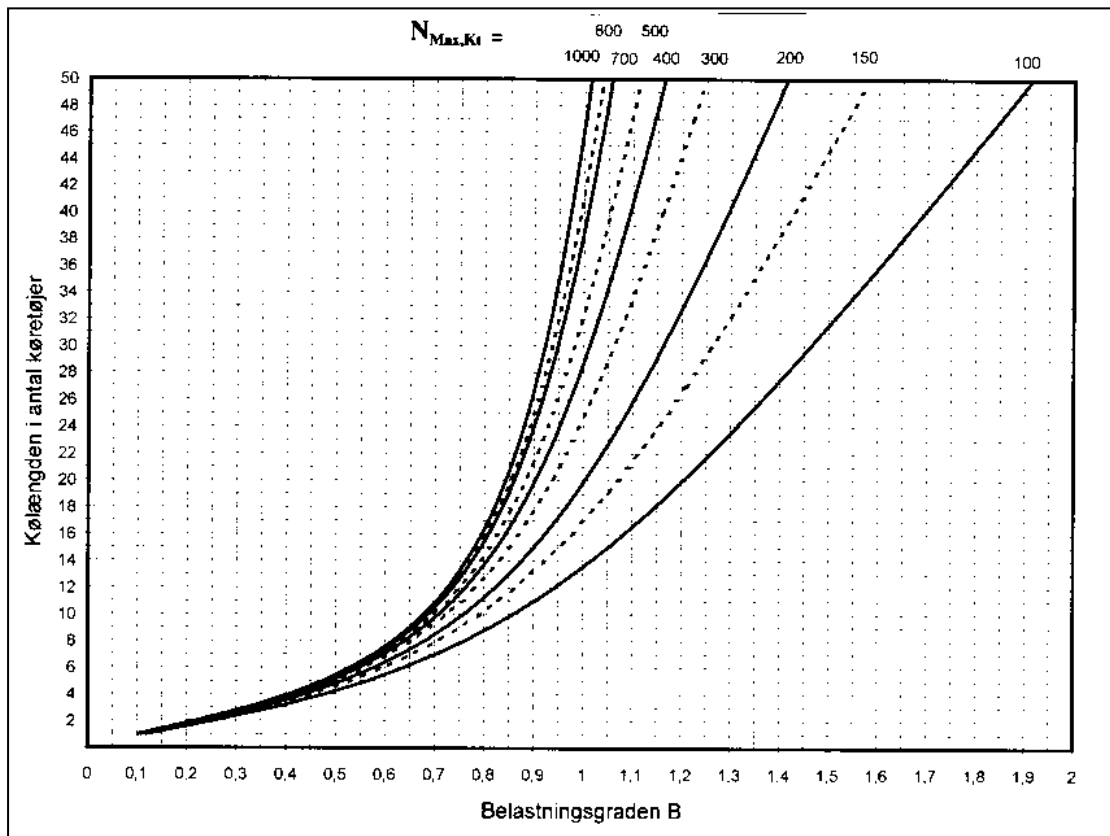
#### Eksempel 4.15

Det er vurderet, at der i tilfartssporet, der deles af sekundærstrømmene nr. 7, 9 og 11, højst kan holde 13 køretøjer i kø, uden at køen generer for udkørsel fra en tankstation tæt på krydset. Man anser det dog som acceptabelt, at udkørslen fra tankstationen spærres i 5% af spidsperioden eller derunder. Ved spidsperiode på 30 min ( $T=1800$  sek) svarer dette til  $1\frac{1}{2}$  min.

Ved brug af de forrige eksempler haves, at tilfartssporets belastningsgrad er 0,96, og at dets kapacitet  $N_{Max,Kt}$  over spidsperioden er 156 køretøjer. Med disse data aflæses af figur 4.8 en  $n_{5\%}$  på 12 køretøjer. D.v.s kølængden, der kun overskrides i 5% af spidsperioden, er i tilfartssporet på 12 køretøjer. Med det valgte kriterium giver krydset derfor ikke anledning til kritisk kødannelse i vejgrene, fordi udkørslen spærres af kø i mindre end  $1\frac{1}{2}$  minut af spidsperioden. Havde 5% køen i stedet været beregnet til 14 køretøjer eller større, ville kødannelserne i vejgrene spærre for udkørsel fra tankstationen i mere en  $1\frac{1}{2}$  minut, hvilket ikke er acceptabelt i dette eksempel.



Figur 4.8 . Kølængden  $n_{5\%}$  i tilfartssporet der overskrides i 5% af beregningsperioden.



Figur 4.9. Kølængden  $n_{1\%}$  i tilfartssporet der overskrides i 1% af beregningsperioden.

## 4.6 Skema til manuel beregning af prioriteret kryds

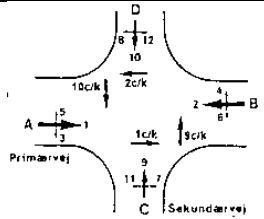
På følgende sider er indsat tomme skemaer A og B, som kan anvendes til manuel beregning af belastningsgrad, middelforsinkelse og kølængde i et prioriteret kryds. I den foregående tekst henvises til rubrikkerne i skemaerne.

**Prioriteret kryds, skema A**

Fastsættelse af trafikmængderne i det prioriterede kryds

Kryds : \_\_\_\_\_ Periode : \_\_\_\_\_

Beregningsperiodens længde:  $T =$  \_\_\_\_\_ sekunder

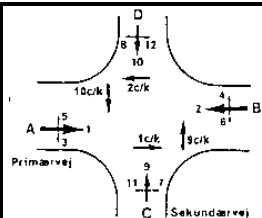


Strøm/ Gren	Strømretning i krydset	Trafikmængderne i vigepligtskrydset for beregningsperioden														
		Pv/Vv Kt/T ÆPe		Lb /Busser Kt/T ÆPe		St.-v./Ph.v.-tog Kt/T ÆPe		MC Kt/T ÆPe		$N_{M,Kt}$ Kt/T pkt.	$N_M$ Pe/T pkt.	of pkt.	$N_{C/k}$ Pe/T pkt.	$H_M$ Pe/T pkt.	$H_{C/k}$ Pe/T pkt.	$H_M+H_{C/k}$ Pe/T pkt.
		pkt. 4.5.1	pkt. 4.5.2	pkt. 4.5.1	pkt. 4.5.2	pkt. 4.5.1	pkt. 4.5.2	pkt. 4.5.1	pkt. 4.5.2	4.5.3	4.5.3	4.5.4	4.5.3.	4.5.5	4.5.5	4.5.5
1 Gren A	Ligeudkørsel på primærvej															
2 Gren B	Ligeudkørsel på primærvej															
3 Gren A	Højresving fra primærvej														$N_{1c/k} =$	
4 Gren B	Højresving fra primærvej														$N_{2c/k} =$	
5 Gren A	Venstresving fra primærvej												$N_2+N_4 =$	$N_{2c/k} =$		
6 Gren B	Venstresving fra primærvej												$N_1+N_3 =$	$N_{1c/k} =$		
7 Gren C	Højresving fra sekundærvej												$N_1 =$	$N_{1c/k} =$		
8 Gren D	Højresving fra sekundærvej												$N_2 =$	$N_{2c/k} =$		
9 Gren C	Krydsning af primærvej												$N_1+N_2+N_4+N_5+ N_6 =$	$N_{1c/k}+N_{2c/k} =$		
10 Gren D	Krydsning af primærvej												$N_1+N_2+N_3+N_5+ N_6 =$	$N_{1c/k}+N_{2c/k} =$		
11 Gren C	Venstresving fra sekundærvej												$N_1+N_2+N_5+N_6+N_8+N_{10} =$	$N_{1c/k}+N_{10c/k} =$		
12 Gren D	Venstresving fra sekundærvej												$N_1+N_2+N_5+N_6+ N_7+N_9 =$	$N_{2c/k}+N_{9c/k} =$		

### Prioriteret kryds, skema B

Beregning af middelforsinkelsen og belysning af kødannelserne i tilfartssporerne i det prioriterede kryds  
 Kryds : \_\_\_\_\_ Periode : \_\_\_\_\_

Beregningsperiodens længde:  $T =$  \_\_\_\_\_ sekunder



Strøm/ Gren	Strømretning i krydset	Kritisk interval og følgerid				Tilfartssporets kapacitet								Middelforsinkelsen $t_m$ og kølængden $n_p\%$ i tilfartssporet				
		$\tau_M$ sek. pkt. 4.5.6	$\tau_{C/k}$ sek. pkt. 4.5.6	$\tau_{vægtet}$ sek. pkt. 4.5.6	$\delta$ sek. pkt. 4.5.6	$t_f$ pkt. 4.5.7	$G_{time}$ Pe/time pkt. 4.5.7	$G$ Pe/T pkt. 4.5.7	$s$ pkt. 4.5.8	$N_{max}$ Pe/T pkt. 4.5.8	$N_{Max}$ Pe/T pkt. 4.5.9	$of$ pkt. 4.5.4	$N_{Max,Kt}$ Kt/T pkt. 4.5.10	$B$ pkt. 4.5.11	$t_m$ sek./Kt pkt. 4.5.12	$n_{Kritisk}$ pkt. 4.5.13	Procent (p) pkt. 4.5.13	$n_p\%$ pkt. 4.5.13
3 Gren A	Højresving fra primærvej									$G_3=$								
4 Gren B	Højresving fra primærvej									$G_4=$								
5 Gren A	Venstresving fra primærvej.									$G_5+S_5=$								
6 Gren B	Venstresving fra primærvej.									$G_6+S_6=$								
7 Gren C	Højresving fra sekundærvej									$G_7=$								
8 Gren D	Højresving fra sekundærvej									$G_8=$								
9 Gren C	Krydsning af primærvej									$G_9+S_9+S_{10}=$								
10 Gren D	Krydsning af primærvej									$G_{10}+S_{10}+S_9=$								
11 Gren C	Venstresving fra sekundærvej									$G_{11} \cdot F(S_9 \cdot S_6 \cdot S_{10}) \cdot S_8=$								
12 Gren D	Venstresving fra sekundærvej									$G_{12} \cdot F(S_9 \cdot S_6 \cdot S_8) \cdot S_7=$								





## 5. KAPACITETSBEREGNING AF RUNDKØRSEL

Denne vejledning anvendes til beregning af kapacitet for rundkørsler samt til beregning af forsinkelse og kølængde i rundkørselens tilfarter.

Hvis spidstimetrafikken for alle rundkørselens tilfarter tilsammen er mindre end 1000 personbilenheder, pe, vil der normalt ikke være kapacitetsproblemer. Det er således ikke nødvendigt at foretage kapacitetsberegninger ved spidstimetrafikbelastninger under 1000 pe, hvilket i mange tilfælde vil svare til en årsdøgntrafik i rundkørslen på 8-10.000 pe. I tilfælde, hvor årsdøgntrafikken er større end 10.000, bør der således foretages en kapacitetsberegning. I følgende afsnit gennemgås, hvorledes det anbefales at beregne kapaciteten i rundkørsler

Kapacitetsberegning af en rundkørsel består typisk af følgende punkter:

1. Beregning af kapacitet og belastningsgrad i det enkelte tilfartsspor.
2. Beregning af trafikanternes middelforsinkelse (udtrykt i sekunder pr. køretøj) i det enkelte tilfartsspor.
3. Belysning af størrelse på kødannelserne i rundkørselens tilfartsspor i situationer, hvor rundkørslen ligger tæt på andre kryds.

Hvorvidt rundkørslen afvikler trafikken tilfredsstillende eller ej, kan baseres på en vurdering af de beregnede middelforsinkelser i tilfartssporene og – hvor det måtte være aktuelt – på kølængderne i tilfartssporene.

*Serviceniveauet*, som rundkørslen yder trafikanterne, opgøres som middelforsinkelsen pr. køretøj i hvert tilfartsspor i løbet af den betragtede beregningsperiode.

### 5.1 Kapacitetsvejledningens anvendelsesområde

Vejledningen, der gennemgås i dette kapitel, kan anvendes til kapacitetsberegning for rundkørsler med 3, 4 eller 5 vejgrene, men den grundlæggende metode for kapacitetsberegningen er uafhængig af antal vejgrene. Rundkørslen kan være beliggende i by- eller landlige omgivelser og med 1- eller 2-sporede tilfarter i vejgrene. Kapacitetsberegningen gælder for motortrafik, men virkningen på kapaciteten af let trafik i form af cyklister, små knallerter og fodgængertrafik indgår.

Der beregnes for en rundkørsel uafhængigt af omgivende vejstrækninger og kryds.

Beregningen fokuserer på de kapacitets- og fremkommelighedsmæssige forhold ved tilfarternes vigelinie. Modellerne indbefatter således ikke fra-

farters kapacitet eller for eksempel kapacitet ved kørsel fra cirkulationsområdet til en frafart, hvor let trafik kan udgøre en hindring for denne trafiks afvikling. Sidstnævnte vil dog normalt kun være et problem i rundkørsler, der er beliggende i centrale byområder, og denne problemstilling må vurderes separat i sådanne tilfælde. Den beregnede forsinkelse er relateret til ventetiden i tilfarten, og der indgår ikke i den anviste metode en geometrisk forsinkelse, fx i form af lav hastighed ved kørsel gennem rundkørslen.

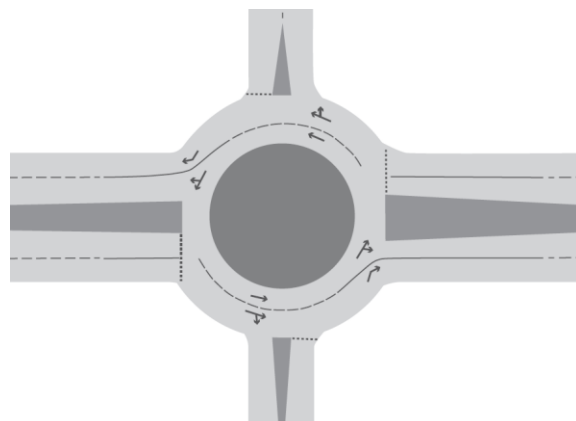
## 5.2 Nødvendige data og typer af rundkørsler

For at kunne foretage en kapacitetsberegning af rundkørslen kræves kendskab til:

- Beregningsperiodens længde i sekunder (f.eks. spidstimen eller spidskvarteret).
- De dimensionsgivende trafikintensiteter i hver enkelt trafikstrøm i rundkørslen.
- Antal spor i tilfarterne.
- Rundkørsels beliggenhed by/land.

Det er vigtigt, at trafikintensiteten indlægges, således at denne er repræsentativ for den trafikale situation, som skal analyseres. Der henvises her til kapitel 2, og specielt til afsnit 2.4.5 om dimensionerende trafikintensitet i vejkryds.

Som nævnt kan rundkørsler have 3, 4, 5 eller flere vejgrene. Antallet af vejgrene vil i beregningerne kun have indflydelse på opgørelsen af den overordnede (cirkulerende) trafik foran tilfartssporene.



*Fig. 5.1. Skitse af princip i turborundkørsel, her designet til hovedtrafikstrøm øst-vest*

Det har vist sig, at rundkørsler med 1-sporede tilfarter ofte ikke har tilstrækkelig kapacitet på det overordnede vejnet og i andre stærkt trafikerede vejnet. Derfor bliver det stadig mere almindeligt at etablere rund-

kørsler med 2-sporede tilfarter og 2 spor i hele eller dele af cirkulationsområdet. 2-sporede rundkørsler kan udformes på forskellig måde, fx med blot en vognbanelinie til adskillelse af de to spor i cirkulationsområdet, - eller efter det såkaldte "turbo"-princip hvor antal spor i cirkulationsområdet begrænses til ét spor ved passage af nogle af vejgrene, fordi det højre spor er fortsat ud i en 1- eller 2-sporet frafart, og hvor trafikanter allerede ved indkørsel til rundkørslen skal vælge spor for at komme til rette destination, men hvor der til gengæld ikke forekommer skift af vognbane i selve rundkørslen, se fig. 5.1.

Ved planlægning af 2-sporede rundkørsler skal man være særlig opmærksom på trafikstrømmenes størrelse for at sikre, at rundkørselens kapacitet udnyttes bedst muligt. Et eksempel kan være, at der må etableres to spor i en frafart for at udnytte begge tilfartsspor i tilfarter.

I forbindelse med 2-sporede tilfarter i en rundkørsel beregnes kapacitetsudnyttelse, forsinkelse og kølængde separat for hvert tilfartsspor. Der skal derfor foretages et estimat over fordelingen af trafikken på de to spor i en vejgren. Hvis der opsættes vognbaneorienteringstavle i vejgrene, kan der være rimelig klarhed over nogle trafikstrømmes spor anvendelse, mens der må foretages en vurdering af fordelingen af en trafikstrøms fordeling i sporene, hvis flere spor kan anvendes. Jo mere ligelig trafikken fordeler sig på tilfartssporene i en vejgren, jo mindre bliver middelforsinkelse og kølængde.

Af trafiksikkerhedsmæssige grunde vil man normalt ikke afvikle let trafik i cirkulationsområdet i 2-sporede rundkørsler.

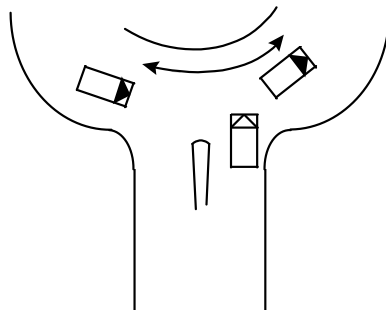
## 5.3 Anvendte modeller til kapacitetsberegning af rundkørsel

Bemærk, at gennemlæsning af dette afsnit er ikke en forudsætning for at kunne anvende afsnit 5.5, der indeholder proceduren til beregning af kapaciteten i rundkørsler. Formålet med afsnit 5.3 er at give brugeren en kortfattet introduktion til de modeller, der anvendes i afsnit 5.5.

### 5.3.1 Tilfartssporets kapacitet

Ved tilfartssporets kapacitet forstås det maksimale antal køretøjer, der kan afvikles fra rundkørselens tilfartsspor pr tidsenhed. I vejledningen beregnes kapaciteten i enheden køretøjer pr.  $T$ .  $T$  er beregningsperioden i sekunder, dvs. længden af den periode for hvilken kapaciteten beregnes. Beregningsperioden kan f.eks. være spidstimen, spidskvarteret eller et andet tidsrum på døgnet, hvor det måtte være interessant at belyse kapacitetsforholdene i rundkørslen.

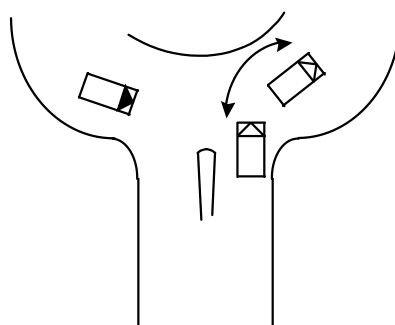
Tilfartssporets kapacitet afhænger af trafikintensiteten i de cirkulerende trafikstrømme foran tilfartssporet, idet disse spærrer for udkørsel af trafik fra sporet. Jo større trafikintensiteten er i den cirkulerende trafik foran tilfartssporet, jo mindre er tilfartssporets kapacitet.



Figur 5.2. Det kritiske interval

Formlen til beregning af tilfartssporets kapacitet er baseret på den såkaldte tidsgabteori. I tidsgabteorien antages det, at den vigepligtige trafikant i tilfartssporet vurderer, om tidsintervallet mellem to køretøjer i de cirkulerende strømme er stort nok til at køre ud i rundkørslen, se figur 5.2. Er tidsintervallet større end trafikantens kritiske interval, antages trafikanten at køre ud i rundkørslen. Det kritiske interval er det tidsinterval mellem to køretøjer i de cirkulerende strømme, som trafikanten forlanger mindst skal være tilstede for at køre ud i rundkørslen.

Tidsintervallet mellem to cirkulerende køretøjer kan være så stort, at flere end et køretøj fra tilfartssporet kan anvende tidsintervallet til kørsel ud i rundkørslen. Under kødannelser i tilfartssporet er *følgetiden* den tidsafstand, hvormed to køretøjer fra tilfartssporet følger efter hinanden ud i rundkørslen i samme tidsinterval mellem cirkulerende køretøjer, se figur 5.3.



Figur 5.3. Følgetiden.

De kritiske intervaller og følgetider, der opgives i vejledningen, skal betragtes som gennemsnitsværdier, idet de i praksis vil variere fra trafikant til trafikant.

Med kendskab til størrelsen på det kritiske interval og følgetiden kan tilfartssporets *grundlæggende* kapacitet (med enheden  $pe/T$ ) beregnes ved anvendelse af formlen:

$$G = \frac{(H_M + H_{c/k})e^{-(H_M \cdot \tau_M + H_{c/k} \cdot \tau_{c/k})/T}}{1 - e^{-(H_M + H_{c/k})\delta/T}}$$

hvor

- $G$  er tilfartssporets grundlæggende kapacitet i enheden  $pe/T$ ,  
 $H_M$  er den samlede motortrafik-intensitet i de cirkulerende motortrafikstrømme foran tilfartssporet. Enheden er  $pe/T$ ,  
 $H_{c/k}$  er intensiteten i den cirkulerende cykel/knallert-trafik foran tilfartssporet. Enheden er  $c/k$  pr.  $T$ ,  
 $\tau_M$  er det kritiske interval overfor motorkøretøjer i den cirkulerende trafik foran tilfartssporet. Enheden er sekunder,  
 $\tau_{c/k}$  er det kritiske interval overfor cirkulerende cyklister/små knallerter foran tilfartssporet. Enheden er sekunder,  
 $\delta$  er følgetiden i tilfartssporet. Enheden er sekunder, og  
 $T$  er længden i sekunder på beregningsperioden.

Formlen ovenfor til beregning af tilfartssporets grundlæggende kapacitet tager ikke hensyn til de fodgængere, der måtte krydset tilfartssporet. Endvidere tages der ikke hensyn til, at udkørende trafik ad samme vejgren som tilfartssporet kan have effekt på tilfartssporets kapacitet. Ved hensyntagen til de to nævnte faktorer beregnes tilfartssporets kapacitet  $N_{Max}$  ved følgende formel:

$$N_{Max} = G \cdot kf_{fod} \cdot kf_{Nud}$$

hvor

- $N_{Max}$  er tilfartssporets kapacitet i enheden  $pe/T$ ,  
 $G$  er tilfartssporets grundlæggende kapacitet i enheden  $pe/T$ ,  
 $kf_{fod}$  er korrektionsfaktor for mængden af fodgængere, der krydser tilfartssporet i beregningsperioden, og  
 $kf_{Nud}$  er korrektionsfaktoren for mængden af udkørende motortrafik i den hosliggende frafart i tilfartssporets vejgren.

### 5.3.2 Serviceniveauet som middelforsinkelsen i tilfartssporet

Serviceniveauet beskrives som middelforsinkelsen i tilfartssporet. Middelforsinkelsen afhænger af tilfartssporets kapacitet i enheden  $køretøjer/T$ , tidslængden  $T$  på beregningsperioden og tilfartssporets belastningsgrad. Tilfartssporets belastningsgrad beregnes som forholdet mellem den indkørende trafikmængde i tilfartssporet og tilfartssporets kapacitet. Jo større belastningsgraden er i tilfartssporet, des større er middelforsinkelsen.

Formlen til beregning af middelforsinkelsen  $t_m$  i tilfartssporet er baseret på tidsafhængig køteori og har følgende udseende:

$$t_m = t_1 + t_2$$

med

$$t_1 = \frac{T}{N_{Max,Kt}}$$

og

$$t_2 = \frac{T}{4} \cdot \left( (B-1) + \sqrt{(B-1)^2 + \frac{8 \cdot B}{N_{Max,Kt}}} \right)$$

hvor

- $t_m$  er middelforsinkelsen i tilfartssporet i enheden sekunder/køretøj,  
 $T$  er længden i sekunder på den periode i rundkørslen for hvilken kapacitetsberegningen foretages,  
 $B$  er tilfartssporets belastningsgrad,  
 $N_{Max,Kt}$  er tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ .  $N_{Max,Kt}$  beregnes som  $N_{Max}$  of. of er en faktor, som omregner tilfartssporets kapacitet fra enheden  $pe/T$  til køretøjer/ $T$ .

$t_1$  er trafikanternes middellopholdstid (forsinkelse) i 1. køposition (d.v.s. forrest i køen).  $t_2$  er trafikanternes middellopholdstid, mens de befinder sig i køen bag køretøjet i 1. køposition. Ved lavere belastningsgrader vil middelforsinkelsen  $t_1$  udgøre størsteparten af den beregnede middelforsinkelse  $t_m$  i tilfartssporet. Årsagen til dette er, at der ved lave belastningsgrader kun sjældent er kø i tilfartssporet med flere end ét ventende køretøj. Ved høje belastningsgrader, hvor kødannelserne i tilfartssporet er store og langvarige, skifter billedet. I de situationer vil middelforsinkelsen  $t_2$  udgøre størsteparten af middelforsinkelsen  $t_m$  i tilfartssporet.

### 5.3.3 Kølængderne i tilfartssporet

I vejledningen foregår belyningen af kølængde i tilfartssporet ved at beregne kølængden, der overskrides i 5 % ( $n_{5\%}$ ) og/eller 1 % ( $n_{1\%}$ ) af beregningsperioden. Om kødannelserne er kritiske kan derefter afgøres ved at vurdere, om kølængden  $n_{5\%}$  og/eller  $n_{1\%}$  er kritisk for forholdene i den aktuelle rundkørsel.  $n_{5\%}$  er altid mindre end  $n_{1\%}$

Modellen til beregning af kølængderne  $n_{5\%}$  og  $n_{1\%}$  er i vejledningen baseret på tidsafhængig køteori. I modellen afhænger kølængden af tilfartssporets belastningsgrad og det maksimale antal køretøjer,  $N_{Max,kt}$ , der kan afvikles fra tilfartssporet over beregningsperioden.

Modellen har følgende udseende:

$$B = \frac{2 \cdot n_{a\%}}{N_{Max,Kt}} + \left( \frac{a}{100} \right)^{1/(n_{a\%}+1)}$$

hvor

$B$  er tilfartssporets belastningsgrad,  
 $N_{Max,kt}$  er tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ , og  
 $n_{a\%}$  er kølængden der overskrides i  $a$  % af beregningsperioden.

Det fremgår af modellens opbygning, at kølængderne  $n_{a\%}$  (f.eks.  $n_{5\%}$ ) kun kan fastsættes v.h.a. iteration.

## 5.4 Opbygning af vejledningen til kapacitetsberegning af rundkørsler

Vejledningen til kapacitetsberegning af rundkørsler er bygget op omkring tre skemaer (skemaerne A, B og C), der udfyldes af brugeren, efterhånden som kapacitetsberegningen skrider frem. Hver kolonne i skemaerne er beregnet til den information, som er nødvendig for kapacitetsberegningen af det enkelte tilfartsspor. Kolonnernes rækkefølge repræsenterer beregningsgangen i beregningsproceduren. Rækkerne i skemaerne anvendes til at repræsentere rundkørselens tilfartsspor.

Skemaet kaldet **Rundkørsel, skema A** anvendes til den indledende behandling af trafikstrømmene i beregningsperioden, der er nødvendige for kapacitetsberegningen. I skemaets hoved er der gjort plads til en identifikation på den aktuelle rundkørsel, klokkeslættet for beregningsperioden og en angivelse af beregningsperiodens længde i sekunder på linien  $T= \underline{\hspace{2cm}}$ . Denne periodelængde i sekunder skal anvendes ved beregningen af middelforsinkelsen pr køretøj i det enkelte tilfartsspor i rundkørslen.

Skemaet **Rundkørsel, skema B** anvendes til de egentlige beregninger af kapaciteten, middelforsinkelsen samt kølængderne i det enkelte tilfartsspor i rundkørslen. I hovedet på skema B er der - ligesom for skema A - givet plads til en identifikation af den aktuelle rundkørsel, klokkeslættet for beregningsperioden og længden på beregningsperioden i sekunder.

Formålet med Rundkørsel, skema C er at opgøre intensiteten af cirkulerende trafik foran hver af rundkørselens tilfarter i 3, 4- eller 5-grenede rundkørsler. Skemaet anvendes til at udfylde skema A.

## 5.5 Procedure til beregning af rundkørselens kapacitet

Med kendskab til de nævnte indgangsvariable kan kapaciteten af en rundkørsel beregnes ved hjælp af proceduren, der gennemgås i det følgende. Proceduren består af fire sekvenser, hvor den første sekvens består i at fastlægge og behandle trafikintensiteten i alle trafikstrømme i rundkørslen. Skema A og C anvendes udelukkende til denne første se-

kvens. Den anden sekvens består i at beregne kapaciteten i det enkelte af tilfartssporene v.h.a. de fastsatte trafikintensiteter fra skema A. Tredie sekvens består i at beregne middelforsinkelsen i tilfartssporene, og i fjerde sekvens beregnes kølængderne. Skema B anvendes til anden, tredie og fjerde sekvens.

### 5.5.1 De dimensionsgivende trafikstrømme i enheden køretøjer/ $T$

- I kolonnen *Tilfartsspor* i skema A anføres en reference på det enkelte spor i tilfarten, f.eks. navnet på tilfarten og antal spor i tilfarten, dvs. 1 eller 2.

Ved beregningen af de dimensionsgivende trafikstrømme for henholdsvis motortrafik og let trafik (d.v.s. cykeltrafik, trafik med små knallerter og fodgængere) opdeles trafikken i kategorierne:

- Person- og varevogne uden påhæng (*Pv/Vv*),
- Lastvogne og busser samt person-/varevogne med påhæng (campingvogn, trailer) (*Lb/Busser*),
- Sætte- og påhængsvogntog (*St.-v./Ph.-v.-tog*),
- Store knallerter og motorcykler (*MC*),
- Cykler og små knallerter,
- Fodgængere.

For **2-sporede tilfarter** skal den indkørende trafik fra tilfarten fordeles ud på de to spor, d.v.s 2-sporede tilfarter repræsenteres af to linier i skema A, - en linie til venstre spor og en linie til højre spor i tilfarten. Denne fordeling skal foretages for senere at kunne beregne middelforsinkelse og kødannelse i det enkelte af sporene i vejgrene. Sporfordeling kan afhænge af afmærkning og trafikstrømmenes størrelse. Hvis der ikke haves en rimelig vurdering af, hvorledes den indkørende trafik fordeler sig på de to spor i tilfarten, anbefales det at anvende en sporfordeling på 2:1, dvs. med to køretøjer i højre tilfartsspor for hvert køretøj i venstre. Denne fordeling foretages, inden den indkørende trafikmængde i tilfarten omregnes til  $pe/time$ .

#### Eksempel 5.1

Med en sporfordeling på 2:1 og en samlet trafik i en 2-sporet tilfart på 300 køretøjer/time beregnes trafikmængden i højre tilfartsspor til 200 køretøjer/time og i venstre tilfartsspor til 100 køretøjer/time.

- For de enkelte tilfartsspor anføres for hver køretøjskategori antal køretøjer i beregningsperioden (enhed  $ktj/T$ ) i pågældende kolonner i skema A. Fodgænger- og cykel-/knallertrafik i rundkørslen behandles i afsnit 5.5.5.



## 5.5.2 Personbilækvivalenter til omregning af motortrafik

Den dimensionsgivende trafikintensitet i den indkørende motortrafik i rundkørslen skal omregnes fra køretøjer/ $T$  til personbilenheder/ $T$  ( $pe/T$ ). Denne omregning foretages indledningsvist ved at fastsætte personbilækvivalenterne, der skal anvendes til omregningen. Personbilækvivalenten afhænger af køretøjskategorien og tilfartssporets længdegradient. Tabel 5.1 viser sammenhængen mellem personbilækvivalent, køretøjskategori og tilfartssporets længdegradient.

Tilfartssporets længdegradient	Køretøjskategori			
	Store knallerter og motorcykler	Person- og varebiler	Lastbiler og busser	Sætte-/påhængsvogntog
Stigning: >40‰	0,7	1,4	3,0	6,0
Stigning: 20-40‰	0,6	1,2	2,0	3,0
0‰ (-20 – +20‰)	0,5	1,0	1,7	2,1
Fald: 20-40‰	0,4	0,9	1,2	1,5
Fald: >40‰	0,3	0,8	1,0	1,2

Tabel 5.1. Sammenhænge mellem tilfartssporets længdegradient, køretøjskategori og personbilækvivalent

- Personbilækvivalenterne for de enkelte køretøjskategorier og de enkelte tilfartsspor anføres i skema A i kolonnerne  $\mathcal{A}Epe$ .

## 5.5.3 Den samlede trafikintensitet i tilfartssporet i enheden $kt/T$ og $pe/T$

- I kolonnen  $N_{M,Kt}$  i skema A anføres den samlede trafikintensitet i enheden  $kt/T$  i den indkørende strøm fra det enkelte tilfartsspor.  $N_{M,Kt}$  er summen af de aktuelle trafikmængder i kolonnerne  $Pv/Vv$   $kt/T$ ,  $Lb/Busser$   $kt/T$ ,  $St.-v.-/Ph.-v.-tog$   $kt/T$  og  $Mc$   $kt/T$ .
- I kolonnen  $N_M$  i skema A anføres den samlede trafikintensitet i den enkelte strøm i enheden  $pe/T$ .  $N_M$  er summen af de aktuelle trafikmængder i kolonnerne  $Pv/Vv$   $kt/T$ ,  $Lb/Busser$   $kt/T$ ,  $St.-v.-/Ph.-v.-tog$   $kt/T$  og  $Mc$   $kt/T$ , der hver især multipliceres med tilsvarende personbilækvivalent.

### Eksempel 5.2

Den indkørende trafikmængde i en 1-sporet tilfart består i spidsperioden på 20 minutters varighed af 100 person-/varebiler, 5 lastbiler/busser, 20 sætte- og påhængsvogntog og 20 motorcykler/store knallerter. Tilfartssporet i vejgrene har stigning/fald på 0 ‰. Personbilækvivalenten aflæses af tabel 5.1 til 1,0 for person- og varebiler, 1,7 for lastbiler/busser, 2,1 for sætte- og påhængsvogntog og 0,5 for motorcykler og store knallerter.

$N_{M,Kt}$  i tilfartssporet beregnes til:  $100+5+20+20 = 145$   $kt/T$

$N_M$  i tilfartssporet beregnes til:  $100 \cdot 1,0 + 5 \cdot 1,7 + 20 \cdot 2,1 + 20 \cdot 0,5 = 160,5$   $pe/T$

- I kolonnen  $N_{ud}$  i skema A anføres mængden af udkørende motortrafik i enheden  $pe/T$  i den hosliggende frafart i tilfartsporets vejgren.

#### 5.5.4 Omregningsfaktoren $of$

Omregningsfaktoren  $of$  anvendes til at omregne motor-trafikintensiteten i tilfartssporet fra personbilenheder til køretøjer. Omregningsfaktoren er nødvendig for senere at kunne beregne middelforsinkelsen i tilfartssporet i enheden sekunder/køretøj.

- I kolonnen  $of$  i skema A anføres omregningsfaktoren  $of$  for den indkørende motortrafik i tilfartssporet.  $of$  beregnes ved udtrykket:

$$of = \frac{N_{M,Kt}}{N_M}$$

##### Eksempel 5.3

Fra eksempel 5.2 er  $N_{M,Kt} = 145$  kt/spidsperiode og  $N_M = 160,5$   $pe/T$ .  $of$  for tilfartssporet kan således beregnes til:

$$of = 145/160,5 = 0,90$$

#### 5.5.5 Fastsættelse af den cirkulerende motor- og cykel-/knallertrafik samt fodgængertrafik

Tilfartssporets kapacitet afhænger af den cirkulerende (spærrende) foran tilfartssporet. Jo større den cirkulerende trafikmængde er foran tilfarten, jo mindre er tilfartssporets kapacitet.

I **1-sporede tilfarter** er den cirkulerende trafik lig med den cirkulerende motortrafik og cirkulerende lette trafik (cykel/knallertrafik og fodgængere) foran tilfarten.

I **2-sporede tilfarter** er den cirkulerende trafik foran det enkelte spor ligeledes lig med den samlede cirkulerende trafik foran tilfarten. Af trafikikkerhedsmæssige årsager anbefales det ikke at anlægge 2-sporede tilfarter i rundkørsler, hvor der forekommer let trafik, og derfor ses der i det følgende bort fra muligheden for forekomst af let trafik i rundkørsel med to tilfartsspor. Den cirkulerende motortrafiks opdeling på tilfartsspor i 2-sporet cirkulationsområde kan have betydning for kapacitetsberegningen, men af nemheds hensyn ses der her bort fra opdelingen på tilfartsspor, dvs. al cirkulerende motortrafik betragtes beregningsmæssigt som én strøm.

Skemaet Rundkørsel, skema C, kan anvendes til at beregne intensiteten i den cirkulerende trafik foran hvert af tilfartssporene i 3-, 4- og 5-grenede rundkørsler. Sidst i dette kapitel er der givet et eksempel på anvendelse af skemaerne til kapacitetsberegning for en 4-grenet rundkørsel.

- I kolonnen  $H_M$  i skema A anføres mængden af den samlede cirkulerende motortrafik foran tilfartssporet i enheden  $pe/T$ . Bemærk, at for opgørelse af cirkulerende trafik i  $pe/T$  skal personbilækvivalenter fra tabel 5.1 være for længdegradient 0 ‰.
- I kolonnen  $H_{C/k}$  i skema A anføres mængden af cirkulerende cykel/knallert-trafik foran tilfartssporet i enheden  $pe/T$ . 1 cyklist/knallert regnes som 1 pe.
- I kolonnen  $H_{fod}$  i skema A anføres antallet af fodgængere (i enheden  $antal/T$ ) der krydser tilfartssporet i beregningsperioden foran tilfartssporet.

#### Eksempel 5.4

Dette eksempel illustrerer brugen af skemaet Rundkørsel, skema C til beregning af intensiteten i den cirkulerende trafik foran tilfartssporene i rundkørslen. I en 4-grenet rundkørsel er der nedenstående trafikstrømme i spidsperioden  $T$ . Trafikmængderne i tabellen er i enheden  $pe/T$ .  $M$  står for motortrafik og  $ck$  står for cykel/knallerttrafik. Vejgrenenes rækkefølge er mod urets omløbsretning.

Fra↓ Til→	Vejgren A	Vejgren B	Vejgren C	Vejgren D
Vejgren A		100 M, 0 ck	50 M, 0 ck	75 M 20 ck
Vejgren B	50 M, 30 ck		40 M, 0 ck	50 M, 0 ck
Vejgren C	150 M, 0 ck	75 M, 0 ck		100 M, 0 ck
Vejgren D	100 M, 0 ck	100 M 20 ck	100 M, 0 ck	

Til beregningen af intensiteten i den cirkulerende cykel- og motortrafikstrøm anvendes Rundkørsel, skema C for 4-benede rundkørsler.

<b>Rundkørsel, skema C</b>				
Beregning af mængden af cirkulerende trafik foran en vejgren.				
4-grenet rundkørsel				
Vejgrenenes rækkefølge skal være mod urets omløbsretning				
Rundkørsel: <u>Omvej/Smutvej</u>				
Periode: xx                      Beregningsperiodens længde: $T=yy$ sekunder.				
Trafik fra vejgren nr.:	Cirkulerende trafik i enheden $pe/time$ foran vejgren nr. :			
	(M=motortrafik & ck=cykeltrafik)			
	A	B	C	D
	M      ck	M      ck	M      ck	M      ck
A		Til vejgren C 50   0	Til vejgren D 75   20	
		Til vejgren D 75   20		
B			Til vejgren D 50   0	Til vejgren A 50   30
			Til vejgren A 50   30	
C	Til vejgren B 75   0			Til vejgren A 150   0
				Til vejgren B 75   0
D	Til vejgren B 100   20	Til vejgren C 100   0		
	Til vejgren C 100   0			
Total (pe/time)	275   20	225   20	175   50	275   30

Hver af rubrikkerne indeholdende teksten *Til vejgren #* udfyldes med de aktuelle trafikmængder. Fx.vil trafikken fra vejgren A til D (75 pe og 20 ck) på sin vej gen-

nem rundkørslen cirkulere foran vejgren B og vejgren C. Derfor skal denne trafik anføres i rubrikkerne *Til vejgren D* i rækken *Trafik fra vejgren nr.:A* som vist. Når alle rubrikkerne er udfyldt, summeres trafikmængderne i hver kolonne og skrives i den tilhørende rubrik i rækken *Total (pe/T)*. Resultatet af summationen vil være trafikintensiteten foran den aktuelle vejgren (tilfartsspor). Med trafikmængderne i tabellen ovenfor ses, at intensiteten i den cirkulerende trafik foran vejgren A er på 275 pe (M) og 20 pe (ck) i beregningsperioden.

## 5.5.6 Det kritiske interval og følgetiden

Tilfartssporets kapacitet afhænger af det kritiske interval  $\tau$  og følgetiden  $\delta$ . De to parametre beskriver trafikanternes køreadfærd i tilfartssporet.

- I kolonnerne  $\tau_M$  og  $\tau_{c/k}$  i skema B anføres det kritiske interval overfor henholdsvis personbiler og cyklister/knallerter. Det kritiske interval overfor personbiler og cyklister/knallerter afhænger af antal spor i tilfarten og af rundkørselens beliggenhed i bymæssigt eller landligt område. Værdierne kan aflæses af tabel 5.2.

Tilfart	Beliggenhed	Kritisk interval $\tau$ over for		Følgetiden $\delta$
		Personbilenhed	Cykel/knallert	
1-sporet	by	5,1 sek	2,5 sek	3,0 sek
1-sporet	land	4,7 sek	2,5 sek	3,0 sek
2-sporet	by	4,2 sek		2,6 sek
2-sporet	land	4,0 sek		2,6 sek

Tabel 5.2. Det kritiske interval og følgetiden. Der forekommer normalt ikke cykel/knallertrafik i rundkørsel med 2-sporede tilfarter

- I kolonnen *Vægtet  $\tau$*  i skema B anføres det vægtede kritiske interval for tilfartssporet. Det vægtede kritiske interval er vægtet m.h.t. mængden af cykel/knallert-trafik,  $H_{c/k}$ , og mængden af motortrafik,  $H_M$ , der cirkulerer foran tilfarten:

$$\tau_{\text{vægtet}} = \frac{\tau_{\text{pers.bil}} \cdot H_M + \tau_{c/k} \cdot H_{c/k}}{H_M + H_{c/k}}$$

- I kolonnen  $\delta$  i skema B anføres følgetiden, som fremgår af tabel 5.2.

### Eksempel 5.5

Det kritiske interval overfor personbilenheder i en 1-sporet tilfart for rundkørsel i byområde er 5,1 sekunder, og det kritiske interval overfor cykel/knallerter er 2,5 sekunder, se tabel 5.2. I en spidsperiode er  $H_M$  foran tilfarten lig med 300 pe/T og  $H_{c/k}$  er lig med 50 pe/T. Det vægtede kritiske interval for den vigepligtige strøm bliver derfor:

$$\tau_{\text{vægtet}} = \frac{5,1 \cdot 300 + 2,5 \cdot 50}{300 + 50} = 4,7 \text{ sekunder}$$

Hvis der ikke er nogen cykel/knallert-trafik, vil  $\tau_{\text{vægtet}}$  i eksemplet være lig med 5,1 sekunder. For den 1-sporede tilfart aflæses følgetiden  $\delta$  i tabel 5.2 til 3,0 sek.

## 5.5.7 Tilfartssporets grundlæggende kapacitet $G$

Tilfartssporets grundlæggende kapacitet er det maksimale antal køretøjer, der kan afvikles fra sporet pr tidsenhed, inden der korrigeres for kapacitetsnedsættende effekter. De kapacitetsnedsættende effekter behandles i pkt. 5.5.8.

- I kolonnen  $H_M + H_{C/k}$  i skema B anføres den samlede trafikintensitet for den cirkulerende motor- og cykel/knallert-trafik foran tilfartssporet.
- I kolonnen  $tf$  i skema B anføres den såkaldte timefaktor, der er lig med forholdet mellem beregningsperiodens længde i sekunder og længden på en time i sekunder:

$$tf = \frac{T}{3600}$$

Timefaktoren skal anvendes til at omregne trafikintensiteten i den cirkulerende trafik foran tilfartssporet fra enheden  $pe/T$  til enheden  $pe/time$ . Hvis beregningsperioden er lig med 1 time, dvs.  $T = 3600$  sek, er  $tf = 1$ .

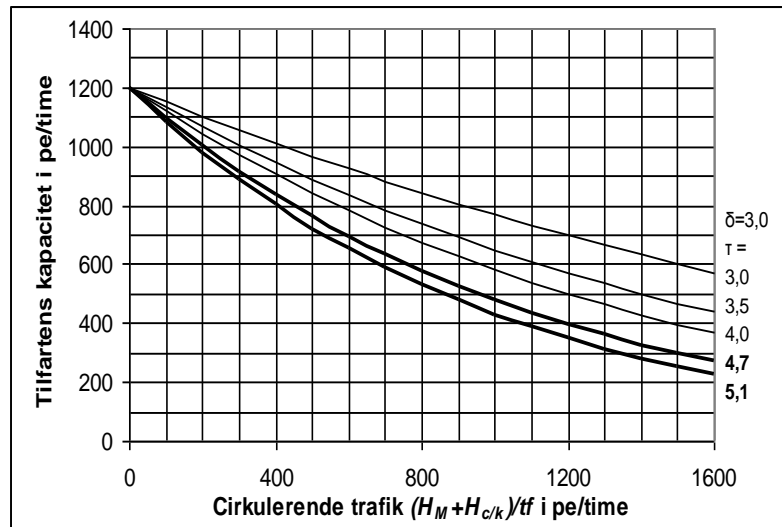
- I kolonnen  $G_{time}$  i skema B anføres tilfartssporets grundlæggende timekapacitet, der har enheden  $pe/time$ .  $G_{time}$  afhænger af det vægtede kritiske interval, følgetiden samt trafikintensiteten i den cirkulerende strøm i enheden  $pe/time$ .

Bemærk, at hvis længden på beregningsperioden *ikke* er 1 time, skal trafikintensiteten i den cirkulerende strøm – som står anført i kolonnen  $H_M + H_{C/k}$  i skema A – divideres med timefaktoren  $tf$  for at få trafikintensiteten i enheden  $pe/time$ . Sammenhængen mellem den grundlæggende timekapacitet, det kritiske interval og trafikintensiteten i den cirkulerende strøm i enheden  $pe/time$  i 1-sporede tilfarter med følgetid 3,0 sek fremgår af figur 5.4 og i 2-sporede tilfarter med følgetid 2,6 sek af figur 5.5.

- I kolonnen  $G$  i skema B anføres tilfartssporets grundlæggende kapacitet, der har enheden  $pe/T$ . Tilfartssporets grundlæggende kapacitet beregnes ved formlen:

$$G = tf \cdot G_{time}$$

$G_{time}$  er lig med  $G$ , hvis beregningsperioden er en time, dvs.  $T$  er 3600 sek.



Figur 5.4. 1- sporet tilfart: Grundlæggende timekapacitet  $G_{time}$  som funktion af  $\tau_{vægtet}$  og  $(H_M+H_{C/k})/tf$ , når  $\delta$  er 3,0 sek.

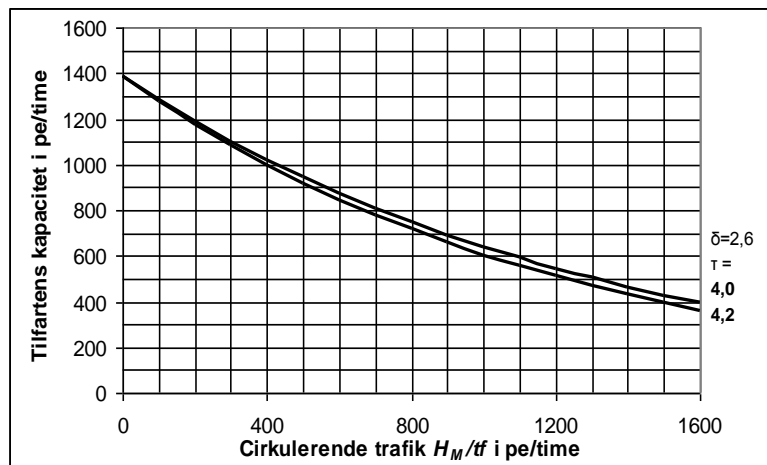


Fig. 5.5. 2-sporet tilfart: Den grundlæggende timekapacitet  $G_{time}$  pr. spor som funktion af  $\tau_{vægtet}$  og  $H_M/tf$ , når  $\delta$  er 2,6 sek.

Bemærk, at man i stedet for at anvende figur 5.4 eller figur 5.5 kan beregne  $G$  direkte ved formlen:

$$G = \frac{(H_M + H_{C/k})e^{-(H_M \cdot \tau_M + H_{C/k} \cdot \tau_{C/k})/T}}{1 - e^{-(H_M + H_{C/k})\delta/T}}$$

#### Eksempel 5.6

Spidsperioden ved analyse af tilfarten fra eksempel 5.5 har en længde på 20 minutter, dvs.  $T=1200$  sekunder. Timefaktoren for rundkørslen bestemmes derfor til:

$$tf = \frac{1200}{3600} = 0,33$$

Den cirkulerende trafikmængde foran tilfartssporet er 350 pe i spidsperioden på 20 minutter svarende til en timetrafikintensitet på  $350/0,33 = 1050$  pe/time. Det vægtede kritiske interval er i eksempel 5.5 beregnet til 4,7 sekunder.  $G_{time}$  aflæses af figur 5.4 til ca. 460 pe/time. Tilfartssporets grundlæggende kapacitet i spidsperioden  $T$  kan herefter beregnes til:

$$G = 0,33 \cdot 460 = 152 \text{ pe}/T$$

Følgetiden i tilfartssporet er 3,0 sekunder (se tabel 5.2). Anvendes formlen ovenfor, beregnes tilfartssporets kapacitet til :

$$G = \frac{(300 + 50) \cdot e^{-(300 + 50) \cdot 4,7 / 1200}}{1 - e^{-(300 + 50) \cdot 3,0 / 1200}} = 152 \text{ pe/T}$$

## 5.5.8 Korrektionsfaktorer til den grundlæggende kapacitet

Ved beregning af den grundlæggende kapacitet er der ikke taget højde for den kapacitetsreducerende effekt fra krydsende fodgængere og den udkørende trafik i hosliggende frafart. Disse kapacitetsreducerende effekter tages der højde for ved anvendelse af korrektionsfaktorer.

- I kolonne  $kf_{N_{ud}}$  i skema B anføres korrektionsfaktoren for udkørende motortrafik. Korrektionsfaktoren aflæses i tabel 5.3. Som det ses, er korrektionsfaktoren 1, hvis intensiteten i  $N_{ud}$  i den hosliggende frafart svarer til en trafikintensitet på mindre end 400 pe/time, mens korrektionsfaktoren får en mindre værdi ved større udkørende trafikintensitet.  $N_{ud}$  for den enkelte frafart står anført i kolonne  $N_{ud}$  i skema A.

Tilfart	Beliggenhed	Trafikintensitet $N_{ud}$ i hosliggende frafart, pe/time	Reduktionsfaktor, $kf_{N_{ud}}$
1-sporet	Land/by	$N_{ud} \leq 400$	1,00
1-sporet	Land/by	$400 < N_{ud} \leq 600$	0,90
1-sporet	Land/by	$N_{ud} > 600$	0,85
2-sporet	Land/by	$N_{ud} \leq 400$	1,00
2-sporet	Land/by	$400 < N_{ud} \leq 800$	0,95
2-sporet	Land/by	$N_{ud} > 800$	0,85

Tabel 5.3. Korrektionsfaktor  $kf_{N_{ud}}$  ved forskellig timeintensitet af udkørende motortrafik ad hosliggende frafart.

For rundkørsler med 1-sporede tilfarter afhænger korrektionsfaktoren for krydsende fodgængere,  $kf_{fod}$ , af antallet af krydsende fodgængere og størrelsen på den cirkulerende trafik i beregningsperioden. I Tabel 5.4 fremgår sammenhængen mellem  $kf_{fod}$ , antallet af krydsende fodgængere  $H_{fod}$  og størrelsen på den cirkulerende trafik ( $H_M + H_{C/k}$ ) foran tilfartssporet i beregningsperioden.  $kf_{fod}$  er lig med 1,0, hvis  $H_{fod}$  er mindre end 100 fodgængere/time. I en rundkørsel med 2-sporede tilfarter bør der ikke færdes fodgængere, og derfor vil korrektionsfaktoren være lig med 1 i dette tilfælde.

- I kolonne  $kf_{fod}$  i skema anføres korrektionsfaktoren for effekten fra mængden af krydsende fodgængere ved tilfartssporet.

På grund af vigepligtsforholdene ved frakørsel, hvor motorkøretøjer skal vige for fodgængere i fodgængerfelter og for cirkulerende cykler/knallerter, kan der ved stor trafikbelastning opstå risiko for tilbagestuvning i cirkulationsarealet. Herved kan der ske en blokering af den foranliggende tilfart. Dette forhold har normalt kun betydning i befærdede rundkørsler i byområde, og i sådanne tilfælde må der gennemføres en særlig analyse, eventuelt ved brug af en mikrosimuleringsmodel.

Cirkulerende trafik $H_M+H_C/k$ (pe/time)	Antal krydsende fodgængere $H_{fod}$ i tilfartssporet (fodgængere/time)			
	100	200	300	400
0	0,99	0,93	0,87	0,81
100	0,99	0,93	0,87	0,82
200	0,99	0,94	0,88	0,83
300	0,99	0,94	0,89	0,84
400	0,99	0,95	0,90	0,86
500	0,99	0,95	0,91	0,88
600	0,99	0,96	0,93	0,90
700	0,99	0,97	0,95	0,93
800	0,99	0,98	0,97	0,96
900	0,99	1,00	1,00	1,00
1000	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabel 5.4 Korrektionsfaktoren  $kf_{fod}$  som funktion af  $H_{fod}$  som timeintensitet og  $H_M+H_C/k$  i pe/time

#### Eksempel 5.7

Foran tilfartssporet i en 1-sporet tilfart krydser der 150 fodgængere i beregningsperioden T på 30 minutter. Den cirkulerende trafik foran tilfartssporet er på 350 pe/T, og den udkørende motortrafik i tilfartssporets hosliggende frafart er 100 pe/T.

Korrektionsfaktoren  $kf_{Nud}$  for tilfartssporet er 1,0, fordi den udkørende trafik i frafarten på  $2 \cdot 100 = 200$  pe/time er mindre end 400 pe/time.

Korrektionsfaktoren  $kf_{fod}$  sættes til 0,95 ved at anvende tabel 5.4 med cirkulerende trafik lig  $2 \cdot 350 = 700$  pe/time og fodgængerintensitet på  $2 \cdot 150 = 300$  fodgængere/time.

## 5.5.9 Tilfartssporets kapacitet

- I kolonnen  $N_{Max}$  i skema B anføres tilfartssporets kapacitet.  $N_{Max}$  har enheden pe/T og beregnes ved formlen:

$$N_{Max} = G \cdot kf_{fod} \cdot kf_{Nud}$$

#### Eksempel 5.8

Det antages, at tilfartssporet i eksempel 5.7 har en grundlæggende kapacitet G på 230 pe/T, hvor T er 30 min. I eksempel 5.7 blev korrektionsfaktorerne  $kf_{fod}$  og  $kf_{Nud}$  fastsat til henholdsvis 0,95 og 1,0. Tilfartssporets kapacitet beregnes derfor til:

$$N_{Max} = 230 \cdot 0,95 \cdot 1,0 = 218 \text{ Pe} / T$$

- I kolonnen  $N_{Max,Kt}$  i skema B anføres tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/T ( $Kt/T$ ).  $N_{Max,Kt}$  skal anvendes til beregningen af middelforsinkelsen pr køretøj i tilfartssporet i enheden sekun-



der/køretøj.  $N_{Max,Kt}$  afhænger af tilfartssporets  $N_{Max}$  og omregningsfaktor  $of$ .  $of$  for tilfartssporet er anført i kolonne  $of$  i skema A.  $N_{Max,Kt}$  beregnes ved formlen:

$$N_{Max,Kt} = of \cdot N_{Max}$$

### 5.5.10 Tilfartssporets belastningsgrad

Tilfartssporets belastningsgrad,  $B$ , udtrykker kapacitetsudnyttelsen i tilfartssporet, og belastningsgraden anvendes endvidere til beregning af middelforsinkelse og kølængde.

- I kolonnen  $B$  i skema B anføres tilfartssporets belastningsgrad. Belastningsgraden beregnes ved formlen:

$$B = \frac{N_M}{N_{Max}}$$

#### Eksempel 5.9

Tilfartssporets kapacitet  $N_{Max}$  blev i eksempel 5.8 beregnet til 218 pe/T. Den indkørende trafikmængde fra tilfartssporet antages at være 175 pe/T. Tilfartssporets belastningsgrad i beregningsperioden er derfor:

$$B = \frac{175}{218} = 0,80$$

### 5.5.11 Middelforsinkelsen i sekunder/køretøj for tilfartssporet, serviceniveauet

Rundkørslens serviceniveau for trafikken i tilfarterne udtrykkes ved middelforsinkelsen pr. køretøj i tilfarterne.

Middelforsinkelsen beregnes ved formlen:

$$t_m = \frac{T}{N_{Max,Kt}} + tf \cdot t_2$$

$t_2$  bestemmes ud fra tabel 5.5 med belastningsgraden  $B$  og tilfartssporets kapacitet  $N_{Max,Kt}$  som indgangsvariable.  $t_2$  er nærmere forklaret i afsnit 5.3.

I stedet for at anvende tabel 5.5 til bestemmelse af  $t_2$ , kan middelforsinkelsen også beregnes direkte ved formlen:

$$t_m = \frac{T}{N_{Max,Kt}} + \frac{T}{4} \cdot \left( (B-1) + \sqrt{(B-1)^2 + \frac{8 \cdot B}{N_{Max,Kt}}} \right)$$

- I kolonnen  $t_m$  i skema B anføres middelforsinkelsen i tilfartssporet.  $t_m$  har enheden sekunder/køretøj.

$N_{Max.Kt}$ kt/T	Belastningsgraden B																								
	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,92	0,95	0,97	1	1,02	1,05	1,07	1,1
50	8	13	18	24	30	38	46	56	67	80	95	113	134	159	189	223	263	281	309	329	360	382	417	441	478
100	4	6	9	12	15	19	23	29	35	42	50	61	74	90	110	136	168	183	207	225	255	276	310	334	372
150	3	4	6	8	10	13	16	19	23	28	34	42	51	63	79	99	127	140	163	179	208	229	263	287	326
200	2	3	4	6	8	10	12	15	18	21	26	32	39	49	61	79	103	115	136	152	180	201	235	260	299
250	2	3	4	5	6	8	10	12	14	17	21	26	32	40	51	66	87	98	118	134	161	182	216	241	281
300	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	18	22	27	34	43	56	76	86	105	120	147	168	202	228	268
350	1	2	3	3	4	6	7	8	10	12	15	19	23	29	37	49	67	77	95	110	136	157	192	217	259
400	1	2	2	3	4	5	6	7	9	11	13	16	20	26	33	44	61	70	87	101	127	148	183	209	251
450	1	1	2	3	3	4	5	7	8	10	12	15	18	23	30	40	55	64	80	94	120	141	176	202	245
500	1	1	2	2	3	4	5	6	7	9	11	13	16	21	27	36	51	59	75	88	114	134	170	197	240
550	1	1	2	2	3	4	4	5	6	8	10	12	15	19	25	33	47	55	70	83	109	129	165	192	235
600	1	1	1	2	3	3	4	5	6	7	9	11	14	17	23	31	43	51	66	79	104	124	161	188	231
650	1	1	1	2	2	3	4	5	6	7	8	10	13	16	21	28	41	48	62	75	100	120	157	184	228
700	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	9	12	15	20	27	38	45	59	72	96	117	153	181	225
750	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	11	14	18	25	36	43	56	68	93	114	150	178	223
800	0	1	1	1	2	2	3	4	4	5	7	8	10	13	17	23	34	40	54	66	90	111	148	175	220
850	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	10	12	16	22	32	38	51	63	87	108	145	173	218
900	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	12	15	21	31	37	49	61	85	106	143	171	217
950	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	11	15	20	29	35	47	59	83	103	141	169	215
1000	0	1	1	1	2	2	2	3	4	4	5	7	8	11	14	19	28	34	45	57	80	101	139	167	213
1050	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	10	13	18	27	32	44	55	79	99	137	166	212	
1100	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	10	13	17	26	31	42	53	77	98	136	164	211	
1150	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	12	17	25	30	41	52	75	96	134	163	210	

Tabel 5.5.  $t_2$  som funktion af belastningsgraden og tilfartssporets kapacitet  $N_{Max,kt}$  i kt/T.

#### Eksempel 5.10

Ved anvendelse af tal fra eksempel 5.8 og 5.9 sættes belastningsgraden i tilfartssporet til 0,80 og tilfartssporets kapacitet til 218 pe/T. Beregningsperioden T er 1800 sek. Omregningsfaktoren  $of$  for trafikken i tilfartssporet antages at være 0,92.

Med en omregningsfaktor på 0,92 bliver tilfartssporets kapacitet i enheden kt/T:  $N_{Max,kt} = 0,92 \cdot 218 = 200$  kt/T. Ved en belastningsgrad på 0,80 og en kapacitet på 200 kt/T aflæses  $t_2$  i tabel 5.4 til 61 sekunder. Med tidsfaktoren  $t_f = 1800/3600 = 0,5$  bliver middelforsinkelsen i beregningsperioden således:

$$t_m = \frac{1800}{200} + 0,5 \cdot 61 = 40 \text{ sek/køretøj}$$

Anvendes i stedet den viste formel til beregning af middelforsinkelsen fås:

$$t_m = \frac{1800}{200} + \frac{1800}{4} \cdot \left[ (0,80 - 1) + \sqrt{(0,80 - 1)^2 + \frac{8 \cdot 0,80}{200}} \right] = 40 \text{ sek/køretøj}$$

## 5.5.12 Fastsættelse af kølængderne i tilfartssporet

De køretøjer, der holder i kø, kan blokere for trafikafviklingen i et bagved liggende kryds eller udgøre en barriere for vigtige udkørsler. Derfor er det i nogle tilfælde særlig relevant at vurdere kølængderne i tilfarterne. Det kritiske antal køretøjer i kø,  $n_{kritisk}$ , defineres som det antal køretøjer, der kan holde i tilfartssporet uden at være til gene for bagvedliggende kryds.

Ved lastbilandele på under 10% kan længden af køretøjer i kø overslagsmæssigt fastsættes til 6 m pr. køretøj. Ved lastbilandele over 10% skal det kritiske antal køretøjer beregnes således:

$$n_{kritisk} = \frac{L_{kritisk}}{\frac{x}{100} \cdot 15 + \frac{100-x}{100} \cdot 6}$$

hvor  $x$  er lastbilprocenten, og  $L_{kritisk}$  er længden i meter af den største kø, der må være, uden at anden trafik generes.

En måde at vurdere kødannelserne på er at undersøge kølængden, der dagligt overskrides i f.eks. kun 1 eller 5 % af den daglige spidsperiode (beregningsperioden). Hvis 1% eller 5% kølængderne vurderes at være uacceptable, bør andre krydsløsninger overvejes.

Kølængdernes størrelse i tilfartssporet afhænger af tilfartssporets belastningsgrad  $B$  og tilfartssporets kapacitet  $N_{Max,Kt}$ .

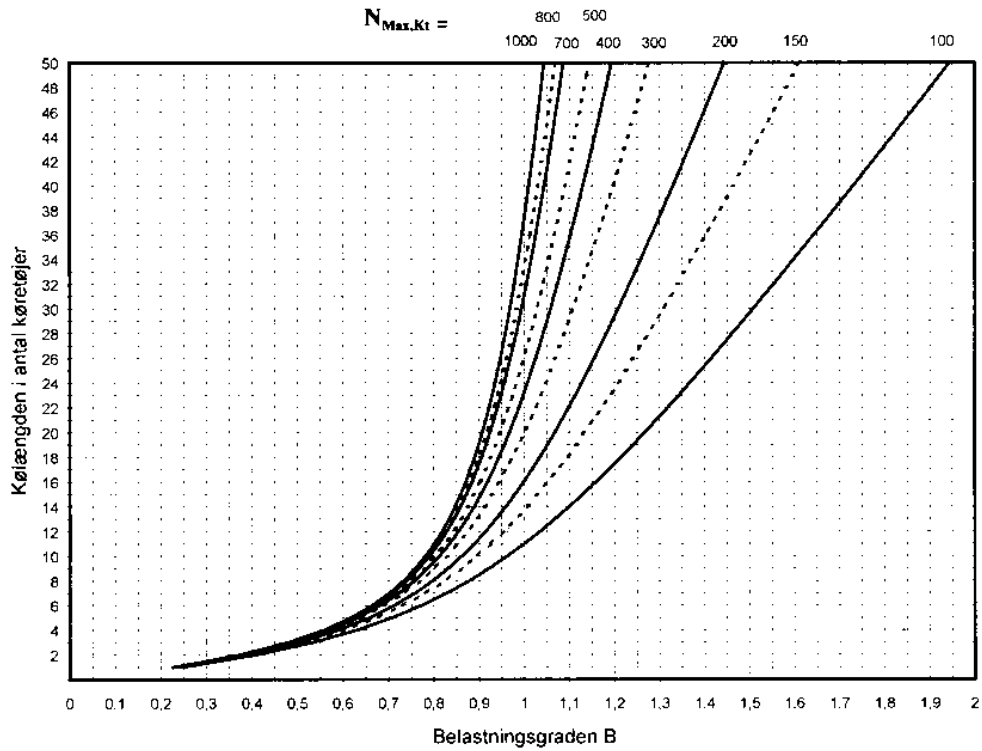
- I kolonnen  $n_{Kritisk}$  i skema B anføres den kølængde i tilfartssporet, som kødannelserne i sporet højst dagligt må overskride i  $p$  procent af spidsperioden (beregningsperioden).
- I kolonnen *Procent* i skema B anføres procentdelen  $p$ .
- I kolonnen  $n_{p\%}$  i skema B anføres kølængden, der i beregningsperioden overskrides i  $p$  % af tiden. I figur 5.6 kan  $n_{5\%}$  aflæses som en funktion af  $B$  og  $N_{Max,Kt}$ . I figur 5.7 kan  $n_{1\%}$  aflæses som en funktion af  $B$  og  $N_{Max,Kt}$ .

### Eksempel 5.11

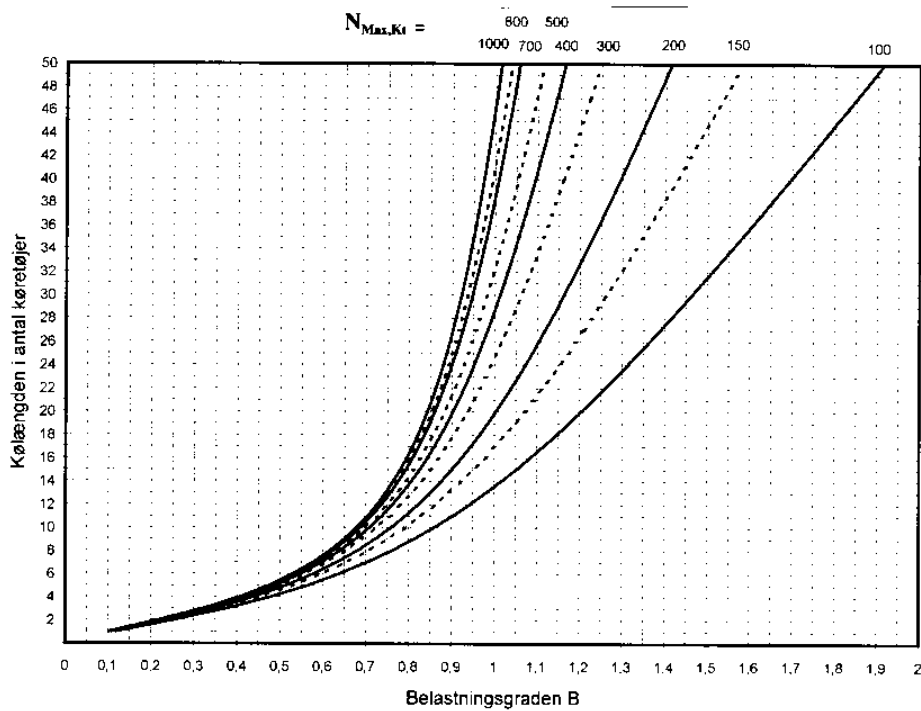
Mellem to tætliggende rundkørsler har man vurderet, at der højst kan holde 15 køretøjer i kø uden at kølængden støver ud i den bagvedliggende rundkørsel og dermed generer trafikafviklingen. Den kritiske kølængde  $n_{kritisk}$  er således 15 køretøjer. Begge rundkørslerne har 1-sporede tilfarter. Det er fastsat, at tilbagestuvning til naborundkørslen kun må forekomme i højst 1% af spidsperioden. Spidsperioden har en varighed af 20 min lig 1200 sek. Således må der ske tilbagestuvninger ud i rundkørslerne i højst 12 sekunder af spidsperioden.

Det aktuelle tilfartsspor ved den ene af rundkørslerne har i spidsperioden en kapacitet på 158 køretøjer/time og en belastningsgrad på 0,91. Kølængden, der dagligt overskrides i 1% af spidsperioden, aflæses således af figur 5.7 til 14 køretøjer. Kølængden på 14 køretøjer er mindre end den kritiske kølængde på 15 køretøjer, så kødannelserne i det pågældende tilfartsspor er acceptable.

Det aktuelle tilfartsspor ved den anden rundkørsel har også en kapacitet på 158 køretøjer i spidsperioden, men sporets belastningsgrad er 1,2. Med disse værdier aflæses af figur 5.6 en kølængde på ca. 28 køretøjer, hvilket overstiger den kritiske kølængde på 15 køretøjer. Køddannelserne i tilfartssporet er således ikke acceptable. Man vil derfor, fra et kapacitetssynspunkt, skulle overveje andre krydsløsninger end rundkørslen eller undersøge, om en 2-sporet tilfart vil give køddannelser, der er mindre end den kritiske kølængde på 15 køretøjer.



Figur 5.6. Kølængden  $n_{5\%}$  i tilfartssporet der overskrides i 5% af beregningsperioden.



Figur 5.7. Kølængden  $n_{1\%}$  i tilfartssporet der overskrides i 1% af beregningsperioden.

## 5.6 Skema til manuel beregning af rundkørsel

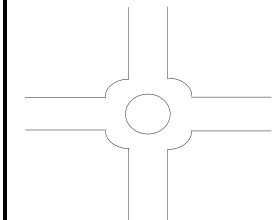
På følgende sider er indsat tomme skemaer A og B, som kan anvendes til manuel beregning af belastningsgrad, middelforsinkelse og kølængde i en rundkørsel. I den foregående tekst henvises til rubrikkerne i skemaerne.

### Rundkørsel, skema A

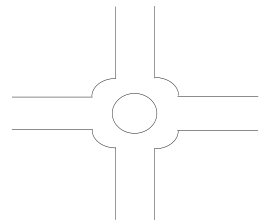
Fastsættelse af trafikmængderne i rundkørslen

Rundkørsel : \_\_\_\_\_ Periode: \_\_\_\_\_

Beregningsperiodens længde:  $T =$  \_\_\_\_\_ sekunder



Tilfartsspor	Trafikmængderne i rundkørslen i beregningsperioden															
	<i>Pv/Vv</i>		<i>Lb /Busser</i>		<i>St.-v.-/Ph.v.-tog</i>		<i>MC</i>		<i>N<sub>M,Kt</sub></i>	<i>N<sub>M</sub></i>	<i>of</i>	<i>N<sub>ud</sub></i>	<i>H<sub>M</sub></i>	<i>H<sub>c/k</sub></i>	<i>H<sub>fod</sub></i>	
	<i>Kt/T</i>	<i>ÆPe</i>	<i>Kt/T</i>	<i>ÆPe</i>	<i>Kt/T</i>	<i>ÆPe</i>	<i>Kt/T</i>	<i>ÆPe</i>	<i>Kt/T</i>	<i>Pe/T</i>	<i>pkt.</i>	<i>Pe/T</i>	<i>Pe/T</i>	<i>antal/T</i>	<i>antal/T</i>	
	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	<i>pkt.</i>	
pkt. 5.5.1	5.5.1	5.5.2	5.5.1	5.5.2	5.5.1	5.5.2	5.5.1	5.5.2	5.5.3	5.5.3	5.5.4	5.5.5	5.5.5	5.5.5	5.5.5	



### Rundkørsel, skema B

Fastsættelse af trafikmængderne i rundkørslen

Rundkørsel : \_\_\_\_\_ Periode : \_\_\_\_\_

Beregningsperiodens længde:  $T =$  \_\_\_\_\_ sekunder

Tilfartsspor	Kritisk interval / Følgetid				Tilfartssporets kapacitet								Middelforsinkelsen og kølængden i tilfartssporet				
	$\tau_M$ sek. pkt. 5.5.6	$\tau_{c/k}$ sek. pkt. 5.5.6	$\tau_{vægtet}$ sek. pkt. 5.5.6	$\delta$ sek. pkt. 5.5.6	$H_M+H_{c/k}$ $Pe/T$ pkt. 5.5.7	$tf$ pkt. 5.5.7	$G_{time}$ $Pe/time$ pkt. 5.5.7	$G$ $Pe/T$ pkt. 5.5.7	$kf_{Nud}$ pkt. 5.5.8	$kf_{fod}$ pkt. 5.5.8	$N_{Max}$ $Pe/T$ pkt. 5.5.9	$N_{Max,Kt}$ $Kt/T$ pkt. 5.5.9	$B$ pkt. 5.5.10	$t_m$ sek./Kt pkt. 5.5.11	$n_{Kritisk}$ pkt. 5.5.12	Procent (p) pkt. 5.5.12	$n_p\%$ pkt. 5.5.12
pkt. 5.5.1																	





## 6. KAPACITETSBEREGNING AF SIGNALREGULERET KRYDS

Dette afsnit beskriver beregning af kapacitet og serviceniveau i et signalreguleret kryds. Beregningen af et signalreguleret kryds består typisk af følgende punkter:

1. Beregning af kapacitet og belastningsgrad i de enkelte tilfartsspor.
2. Beregning af trafikanternes middelforsinkelse (udtrykt i sekunder pr. køretøj) i det enkelte tilfartsspor.
3. Vurdering af køddannelserne i krydsets tilfartsspor til brug i situationer, hvor andre kryds ligger tæt på det signalregulerede kryds, eller ved korte svingspor.

Vurdering af trafikens afvikling i et signalreguleret kryds baseres især på en vurdering af de beregnede middelforsinkelser i tilfartssporene og en vurdering af de beregnede kølængder.

*Serviceniveauet*, som det signalregulerede kryds yder trafikanterne i et tilfartsspor, opgøres som middelforsinkelsen pr. køretøj i tilfartssporet i løbet af den betragtede beregningsperiode.

### 6.1 Kapacitetsvejledningens anvendelsesområde

Modellerne, der beskrives i afsnit 6.3, og som vejledningen i afsnit 6.5 er baseret på, kan anvendes til kapacitetsberegning af kryds med tidsstyrrede signalanlæg. I mange tilfælde kan der ligeledes opnås en vurdering af, om et trafikstyret signalanlæg kan afvikle en given trafik.

Kapacitetsberegningen omfatter motortrafikken, men virkningen på kapaciteten af let trafik i form af cyklister, små knallerter og fodgængere indgår.

Der beregnes for et signalreguleret kryds uafhængigt af omgivende vejstrækninger og kryds. Dog indgår der ved beregning af forsinkelsen i det signalregulerede kryds en simpel beskrivelse af måden, hvorpå køretøjerne i tilfartssporene ankommer til krydset, fx som følge af samordning med et signalreguleret nabokryds.

Beregningen fokuserer på de kapacitets- og fremkommelighedsmæssige forhold ved tilfarternes stoplinie. De indgående modeller omfatter således ikke frafarters kapacitet eller de geometriske forhold i selve krydsområdet, dog er det muligt at specificere, hvor meget plads der er til venstresvingende køretøjer, som skal vige for modkørende trafik.

Den beregnede forsinkelse er således relateret til ventetiden i tilfarten, og der indgår ikke i den anviste metode en geometrisk forsinkelse, fx i form af lav hastighed ved svingbevægelser gennem krydset.

En betingelse for, at de beregnede værdier er retvisende, er, at der for en trafikstrøm er mindst lige så mange spor i frafarten som i tilfarten.

## 6.2 Nødvendige indgangsvariable

For at kunne foretage en kapacitetsberegning af et signalreguleret kryds kræves kendskab til:

- Beregningsperiodens længde i sekunder (svarende til f.eks. spidstimen eller spidskvarteret).
- De dimensionsgivende trafikintensiteter i hver enkelt trafikstrøm i krydset.
- Hvordan trafikken ankommer til krydset (tilfældigt eller i grupper fx efter passage af andre signalregulerede kryds).
- Antal tilfartsspor og disses brug til svingbevægelser fra krydsets vejgrene.
- Signalanlæggets faser med fastsættelse af de trafikstrømme, som afvikles i de enkelte faser samt mellemtider, omløbstid og grøntider, hvor omløbs- og grøntid dog kan beregnes ved en model.
- Hvor mange sekunder grøntiden i fodgænger- og cyklistsignaler er forskudt i forhold til grøntiden for højresvingende trafik i de tilfælde, hvor højresvingende motortrafik skal vige for cyklister/fodgængere i grøntiden.

Det er vigtigt, at trafikintensiteten indlægges, således at denne er repræsentativ for den trafikale situation, som skal analyseres. Der henvises her til kapitel 2, og specielt til afsnit 2.4.5 om dimensionerende trafikintensitet i vejkryds.

## 6.3 Anvendte modeller til kapacitetsberegning af signalreguleret kryds

Bemærk, at gennemlæsning af dette afsnit er ikke en forudsætning for at kunne anvende afsnit 6.5, der indeholder de egentlige procedurer til beregning af kapaciteten i signalregulerede kryds. Formålet med afsnit 6.3 er at give brugeren en kortfattet introduktion til de modeller, der anvendes i afsnit 6.5.

### 6.3.1 Tilfartssporets kapacitet

Ved tilfartssporets kapacitet forstås det maksimale antal køretøjer, der kan afvikles pr tidsenhed fra tilfartssporet i det signalregulerede kryds. Kapaciteten beregnes i enheden køretøjer pr.  $T$ .  $T$  er længden i sekunder på den periode, for hvilken kapaciteten i krydset beregnes. Perioden kaldes i vejledningen for beregningsperioden. Beregningsperioden kan f.eks. være spidstimen, spidskvarteret eller et andet tidsrum på døgnet, hvor det måtte være interessant at belyse kapacitetsforholdene i krydset.

Tilfartssporets kapacitet afhænger af signalets omløbstid, den effektive grøntid for tilfartssporet og tilfartssporets grundlæggende kapacitet. Tilfartssporets grundlæggende kapacitet er det maksimale antal køretøjer, der kan afvikles fra tilfartssporet i beregningsperioden, hvis tilfartssporet havde grønt uafbrudt.

Hvis tilfartssporet kun betjener én strømretning (f.eks. ligeudkørende trafik) er tilfartssporets grundlæggende kapacitet lig med trafikstrømmens grundlæggende kapacitet. Trafikstrømmens grundlæggende kapacitet i personbilenheder i beregningsperioden,  $pe/T$ , beregnes ved formlen:

$$G = \frac{T \cdot kf}{\delta}$$

hvor:

$\delta$  er følgetiden i sekunder. Følgetiden er den tidsafstand hvormed to køretøjer i trafikstrømmen følger efter hinanden ud i krydset i grøntiden. Værdien af  $\delta$  afhænger af strømretningen. For den højresvingende trafik vedkommende afhænger værdien af  $\delta$  også af, om strømmen har vigepligt for fodgængere og cyklister i grøntiden. For venstresvingsstrømme afhænger følgetiden af, om der er vigepligt for modkørende trafik, eller om der er bundet venstresving. Der er derfor for vigepligtige venstresvingsstrømme indført en  $\delta_v$ , se udtrykket for  $kf$  nedenfor.

$T$  er længden på beregningsperioden i sekunder.

$kf$  er en korrektionsfaktor, som anvendes, når den pågældende trafikstrøm er en venstresvingende trafikstrøm med vigepligt i grøntiden for modkørende motortrafik i krydset.

Beregning af tilfartssporets grundlæggende kapacitet, når samme tilfartsspor betjener forskellige strømretninger, er nærmere belyst i afsnit 6.5.

For den venstresvingende trafik, der har vigepligt for modkørende motortrafik, beregnes korrektionsfaktoren ved formlen:

$$kf = \delta \cdot \frac{H \cdot e^{-\tau_v \cdot H/T}}{T(1 - e^{-\delta_v \cdot H/T})}$$

hvor  $H$  er trafikintensiteten i enheden  $pe/T$  i den spærrende motortrafik,  $\delta_v$  er følgetiden for den vigepligtige venstresvingsstrøm, og  $\tau_v$  er det kriti-

ske interval for denne strøm.  $\delta$  (uden indeks) ses at udgå af beregningen ved vigepligtigt venstresving. Korrektionsfaktoren  $kf$  er baseret på den såkaldte tidsgabteori, som er nærmere beskrevet i afsnit 4.3.1 om beregning af kapaciteten i prioriterede kryds.

Med kendskab til tilfartssporets grundlæggende kapacitet  $G$  beregnes tilfartssporets kapacitet i vejledningen ved følgende formel:

$$N_{Max,Kt} = \frac{G \cdot Egr \cdot of}{O}$$

hvor

$N_{Max,Kt}$  er tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ ,  
 $G$  er tilfartssporets grundlæggende kapacitet i enheden  $pe/T$ ,  
 $Egr$  er tilfartssporets effektive grøntid i sekunder,  
 $O$  er signalanlæggets omløbstid i sekunder, og  
 $of$  er omregningsfaktor til omregning af kapaciteten fra enheden  $pe/T$  til køretøjer/ $T$ .

Den effektive grøntid er den viste grøntid med fradrag af den ekstra tid, som de forreste køretøjer i køen bruger ved opstart, og med tillæg af den tid, hvor der stadig køres efter grøntidens ophør. Den effektive grøntid regnes i de fleste tilfælde som signalets grøntid for den pågældende strøm plus 1,0 sekund.

Forholdet  $Egr/O$  i ovenstående formel er andelen af perioden  $T$ , hvor der afvikles trafik fra tilfartsspo-ret. Derfor skal denne andel ganges på  $G$  for at fastsætte det maksimale antal køretøjer, der kan afvikles fra tilfartsspo-ret i perioden  $T$ .

I tilfælde, hvor den aktuelle strøm har vigepligt i grøntiden for anden trafik, vil signalets grøntid for den pågældende strøm være større end den grøntid, som strømmen rent faktisk kan udnytte. I sådanne situationer be-regnes i afsnit 6.5 et estimat for strømmens udnyttelige grøntid, og den vigepligtige strøms effektive grøntid fastsættes herefter som den udnytte-lige grøntid.

### 6.3.2 Serviceniveau i form af middelforsinkelsen i tilfartsspo-ret

Serviceniveauet opgøres som middelforsinkelsen pr. køretøj i tilfartsspo-ret. Formlen til beregning af middelforsinkelsen  $t_m$  er baseret på tidsaf-hængig køteori og har følgende udseende:

$$t_m = kf_{AT} \cdot t_1 + t_2$$

med

$$t_1 = \begin{cases} \frac{(O - Egr)^2}{2(O - B \cdot Egr)} & \text{når } B \text{ er mindre end } 1,0 \\ 0,5(O - Egr) & \text{når } B \text{ er større end eller lig med } 1,0 \end{cases}$$

og

$$t_2 = \frac{T}{4} \cdot \left( (B-1) + \sqrt{(B-1)^2 + \frac{4 \cdot B}{N_{Max,Kt}}} \right)$$

hvor

- $t_m$  er middelforsinkelsen i tilfartssporet i enheden sekunder/køretøj,  
 $O$  er signalets omløbstid i sekunder,  
 $Egr$  er tilfartssporets effektive grøntid,  
 $T$  er længden i sekunder på beregningsperioden,  
 $B$  er tilfartssporets belastningsgrad,  
 $N_{Max,Kt}$  er tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ , og  
 $kf_{AT}$  er korrektionsfaktor for ankomsttyper.

$t_1$  er middelforsinkelsen, som trafikanterne oplever, under antagelse af, at

- køretøjerne ankommer til krydset jævnt fordelt over omløbet, og
- alle køretøjer, der ankommer i et omløb, kan afvikles i den effektive grøntid.

Ved  $t_1$  tages der således ikke højde for, at

- der i praksis er en vis tilfældighed i køretøjers ankomst til kryds, og
- køretøjers ankomst til et signalreguleret kryds påvirkes kraftigt af, om krydset er samordnet eller ej.

Faktoren  $kf_{AT}$  anvendes til at modificere  $t_1$  ved at tage højde for den måde, hvorpå køretøjerne ankommer til krydset. Således kan en samordning af signalregulerede kryds medføre, at trafikken ikke ankommer til krydset jævnt fordelt over signalanlæggets omløb. En grøn bølge kan fx medføre, at hovedparten af køretøjerne ankommer til krydset i grøntiden. Ankomstintensiteten i grøntiden vil i et sådant tilfælde typisk være større end ankomstintensiteten i rødtiden. Formlen for  $t_1$  er baseret på, at ankomstintensiteterne i rød- og grøntiden er lige store.  $t_1$  skal derfor korrigeres med en faktor mindre end 1 i signalregulerede kryds med en god samordning til omliggende signalregulerede kryds og med en faktor større end 1 for kryds med dårlig samordning, fx ved kørsel mod den grønne bølge.

$t_2$  er den del af middelforsinkelsen, der opstår ved tilfældighed i køretøjers ankomst til krydset. Der vil altid være en vis tilfældighed i køretøjers ankomst til et signalreguleret kryds, også selvom krydset er samordnet med omliggende kryds. Derfor foretages der ikke nogen korrigerings af  $t_2$ .

Ved køteorien, der ligger bag formelen til beregningen af middelforsinkelsen, opfattes  $kf_{AT} \cdot t_1$  som køretøjernes middelopholdstid i 1. køposition i

tilfartssporet (d.v.s positionen forrest i køen).  $t_2$  opfattes i teorien som køretøjernes middellopholdstid i køen bag køretøjet i 1. køposition. Ved lave belastningsgrader vil middellopholdstiden  $kf_{AT} \cdot t_1$  således udgøre størsteparten af den beregnede middelforsinkelse  $t_m$  i tilfartssporet. Årsagen til dette er, at ved lave belastningsgrader er der kun få tilfælde med køer med flere end 1 ventende køretøj. Ved meget høje belastningsgrader, hvor kødannelserne i tilfartssporet er store og langvarige, skifter billedet. I de situationer vil middelforsinkelsen  $t_2$  udgøre størsteparten af middelforsinkelsen  $t_m$  i tilfartssporet.

### 6.3.3 Kølængderne i tilfartssporet

I vejledningen foregår belysningen af kølængderne i tilfartssporet ved at beregne kølængden,  $n_p\%$ , der overskrides i  $p\%$  af omløbene i beregningsperioden. I praksis vælges ofte at belyse kølængden, der overskrides i  $5\%$  ( $n_{5\%}$ ) eller  $1\%$  ( $n_{1\%}$ ) af omløbene i beregningsperioden. Om kødannelserne er kritiske, kan derefter afgøres ved at sammenholde disse kølængder med svingsporenes længde og afstand til bagvedliggende kryds eller adgange.

I vejledningen beregnes disse fraktiler for kølængder af den gennemsnitlige kølængde  $n_{gen}$  i tilfartssporet i beregningsperioden. Der anvendes følgende to formler til at fastsætte et positivt og et negativt skøn på den gennemsnitlige største kølængde pr. omløb.

Positivt skøn:

$$n_{gen} = \frac{of \cdot N \cdot (O - Egr)}{T \cdot (1 - y)}$$

Negativt skøn:

$$n_{gen} = \frac{of \cdot N \cdot O}{T}$$

$of$  er omregningsfaktor, der anvendes til at omregne  $N$  fra enheden  $pe/T$  til køretøjer/ $T$ .

$N$  er trafikintensiteten i tilfartssporet i enheden  $pe/T$ .

$O$  er signalanlæggets omløbstid.

$Egr$  er den effektive grøntid for tilfartssporet.

$T$  er beregningsperiodens længde i sekunder.

$y$  er strømforholdet i tilfartssporet. Strømforholdet er forholdet mellem  $N$  og tilfartssporets grundlæggende kapacitet  $G$ .

Den sande gennemsnitlige kølængde  $n_{gen}$  i krydset vil ligge mellem det konservative og det liberale skøn på kølængden, når belastningsgraden  $B$  i tilfartssporet er mindre end 1. Når tilfartssporets belastningsgrad  $B$  er større end 1, bør det konservative skøn anvendes som  $n_{gen}$ .

Med et skøn på den gennemsnitlige kølængde beregnes kølængder  $n_{p\%}$  med følgende formel, hvis belastningsgraden  $B$  er mindre end 1 i tilfartssporet:

$$p = 100 \cdot \left[ 1 - \left( \sum_{i=0}^{n_{p\%}} P(i) \right)^2 \right]$$

hvor

$$P(i) = \frac{(n_{gen})^i \cdot e^{-n_{gen}}}{i!}$$

Er belastningsgraden  $B$  større end eller lig med 1, beregnes kølængden ved følgende formel:

$$n_{p\%} = (of \cdot N - N_{Max, Kt}) + n_{p\%}^*$$

hvor

$n_{p\%}$  er kølængden, som overskrides i  $p$  % af omløbene i beregningsperioden,

$n_{p\%}^*$  svarer til kølængden  $n_{p\%}$  beregnet ved formelen for belastningsgrad mindre end 1, men hvor belastningsgraden i tilfartssporet er større end eller lig med 1,

$P(i)$  er sandsynligheden for, at kølængden i tilfartssporet er på  $i$  køretøjer til et givent tidspunkt i beregningsperioden under antagelse af, at køretøjernes ankomst til krydset er Poissonfordelt,

$n_{gen}$  er den gennemsnitlige kølængde i beregningsperioden,

$N_{Max, Kt}$  tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ , og

$of$  er omregningsfaktoren til omregning af trafik fra enheden  $pe/T$  til  $kt/T$ .

Det fremgår af modellerne, at  $n_{p\%}$  kun kan findes ved iteration. Modellerne er baseret på canadiske undersøgelser, hvor man har fundet, at de giver en god tilnærmelse til kødannelserne og deres tidsafhængige variation i signalregulerede kryds.

## 6.4 Opbygning af vejledningen til kapacitetsberegning

Vejledningerne til kapacitetsberegningen af signalregulerede kryds er bygget op omkring skemaerne A, B og C. Skemaerne udfyldes af brugeren, efterhånden som kapacitetsberegningen skrider frem.

Skemaet **Signalreguleret kryds, skema A** anvendes til behandling af trafikstrømmene i krydset samt beregning af strømmenes grundlæggende kapacitet. Skemaet **Signalreguleret kryds, Skema B** anvendes til beregning af tilfartssporene kapacitet. Endelig anvendes skemaet **Signalreguleret kryds, Skema C** til beregning af middelforsinkelsen og kødannelserne i krydsets tilfartsspor. Hver kolonne i skema A, B og C indeholder den information, som er nødvendig for beregningerne. Kolonnernes

rækkefølge i skemaerne repræsenterer beregningsgangen i beregningsprocedurereen. Rækkerne i skema A repræsenterer den enkelte trafikstrøm i krydset, mens rækkerne i skema B og C repræsenterer det enkelte tilfartsspor. En ligeudkørende og en højresvingende trafikstrøm kan fx anvende det samme tilfartsspor, hvilket er årsag til forskellen mellem skema A og de to andre skemaer.

I "hovedet" på skemaerne A, B og C er der gjort plads til identifikation af det aktuelle kryds, angivelse af tidspunkt for beregningen og en angivelse af beregningsperiodens længde i sekunder på linien  $T = \underline{\hspace{2cm}}$ . Denne periodelængde i sekunder skal bl.a. anvendes ved beregning af middelforsinkelse i de enkelte tilfartsspor i krydset.

## 6.5 Procedure til beregning af kapacitet i signalreguleret kryds

Med kendskab til de nævnte indgangsvariable i afsnit 6.3 kan kapacitet og serviceniveau af et signalreguleret kryds beregnes ved hjælp af proceduren, der gennemgås i dette afsnit. Proceduren består af fem sekvenser. I 1. sekvens fastlægges og behandles trafikintensiteten i alle trafikstrømme for tilfartsspor i det signalregulerede kryds. I 2. sekvens fastlægges den enkelte trafikstrøms og det enkelte tilfartsspors grundlæggende kapacitet. Skema A anvendes til sekvens 1 og 2. Skema B anvendes til 3. sekvens, som består i at beregne effektiv grøntid og herefter kapaciteten for alle tilfartssporene i krydset. Skema C anvendes til 4. sekvens, hvor belastningsgraden og middelforsinkelser i tilfartssporene fastsættes, samt til den 5. og sidste, hvor kødannelserne i tilfartssporene belyses.

### 6.5.1 Trafikstrømme i enheden køretøjer/ $T$

- I kolonnen *Vejgren* i skema A anføres en reference på den enkelte vejgren i krydset.
- I kolonnen *Trafikstrøm* i skema A anføres retningen på den enkelte trafikstrøm (højresvingende, venstresvingende eller ligeudkørende strøm) fra tilfartssporene i krydset.

#### Eksempel 6.1

Hvis et tilfartsspor betjener både en ligeudkørende og venstresvingende trafikstrøm, anføres i den første rubrik f.eks. *venstresving* og i rubrikken under denne *ligeud*. Hvis der f.eks. er 2 tilfartsspor til en ligeudkørende trafikstrøm anføres *ligeud* i 2 rubrikker i kolonnen *Trafikstrøm*.



- I kolonnen *Tilfartsspor* i skema B og C anføres hvilke strømme, der anvender det enkelte tilfartsspor. Første rubrik i kolonnen repræsenterer første tilfartsspor i den aktuelle vejgren.

#### Eksempel 6.2

Hvis et tilfartsspor betjener flere strømme, fx en ligeudkørende og en højresvingende motortrafikstrøm, kan der i den pågældende rubrik anføres *højre+ligeud*.

Signalplanen for et signalreguleret kryds opdeles i faser, inden for hvilke der ikke sker væsentlige ændringer i signalgivningen. Et signalanlæg kan fx have 2 faser, hvor der i den første fase gives grønt for hovedretningen og i den anden fase gives grønt for sideretningen.

- I kolonnen *fase* i skema A og B anføres, hvilken fase i signalomløbet den enkelte trafikstrøm i krydset tilhører (d.v.s. i hvilken af faserne signalgivningen viser grønt for tilfartssporet). Har et signalreguleret kryds en 2-faset signalplan, vil der enten stå 1 eller 2 i den aktuelle rubrik.

Til behandling af trafikken i krydset opdeles den i følgende kategorier:

- Person- og varevogne uden påhæng (*Pv/Vv*).
- Lastvogne og busser samt person-/varevogne med påhæng (campingvogn, trailer) (*Lb/Busser*).
- Sætte- og påhængsvogntog (*St.-v./Ph.-v.-tog*).
- Store knallerter og motorcykler (*Mc*).
- Cykler og små knallerter.
- Fodgængere.
- For de enkelte trafikstrømme anføres for køretøjskategorier, bortset fra cykler/små knallerter samt fodgængere, antal køretøjer i beregningsperioden i  $ktj/T$  i pågældende kolonner i skema A.
- I kolonnen  $N_{C/k}$  i rubrikkerne for de højresvingende strømme i skema A anføres mængden af cykler og små knallerter, der vil komme i konflikt med den pågældende højresvingende strøm i beregningsperioden.
- I kolonnen  $N_{fod}$  i rubrikkerne for de højresvingende strømme i skema A anføres mængden af fodgængere, der vil komme i konflikt med den pågældende højresvingende strøm i beregningsperioden.

#### Eksempel 6.3

En højresvingende strøm i et signalreguleret kryds skal i sin grøntid vige for cykler/små knallerter og fodgængere. I beregningsperioden  $T$  er antallet af fodgængere, som "spærrer" for den højresvingende strøm  $220 \text{ fodg}/T$ , og antallet af "spærende" cykler/knallerter er også  $300 \text{ cykler/knallerter}$  i beregningsperioden. I de aktuelle rubrikker i skema A for henholdsvis fodgængere og cykler/knallerter anføres derfor 220 og 300.

## 6.5.2 Personbilækvivalenter til omregning af motortrafik

Trafikintensiteten i trafikstrømmene i det signalregulerede kryds skal omregnes fra køretøjer/ $T$  til personbilenheder/ $T$  ( $pe/T$ ). Denne omregning foretages indledningsvist ved at fastsætte personbilækvivalenterne, der skal anvendes til omregningen, se tabel 6.1.

Køretøjskategori			
Store knallerter og motorcykler	Person- og varebiler	Lastbiler og busser	Sætte- og påhængsvogntog
0,5	1,0	1,5	2,0

Tabel 6.1. Personbilækvivalenter

- Personbilækvivalenterne for de enkelte køretøjskategorier anføres i skema A i kolonnerne  $\bar{A}pe$ .

## 6.5.3 Den samlede trafikintensitet i trafikstrømmen

- I kolonnen  $N_{M,Kt}$  i skema A anføres den samlede trafikintensitet i enheden  $kt/T$  i den enkelte motortrafikstrøm.  $N_{M,Kt}$  er summen af de aktuelle trafikmængder i kolonnerne  $Pv/Vv kt/T$ ,  $Lb/Busser kt/T$ ,  $St.-v.-/Ph.-v.-tog kt/T$  og  $Mc kt/T$ .
- I kolonnen  $N_M$  i skema A anføres den samlede trafikintensitet i den enkelte motortrafikstrøm i enheden  $pe/T$ .  $N_M$  er summen af de aktuelle trafikmængder i ovennævnte kolonner, der hver er multipliceret med personbilækvivalenten jf. tabel 6.1.

### Eksempel 6.4

En højresvingende strøm består i beregningsperioden af 60 person-/varebiler og 11 lastbiler/busser. Personbilækvivalenten er 1,0 for person-/varebiler og 1,5 for lastbiler/busser.

$N_{M,Kt}$  i den højresvingende strøm beregnes således til:

$$N_{M,Kt} = 60 + 11 = 71 \text{ kt}/T$$

$N_M$  i den højresvingende strøm beregnes til:

$$N_M = 60 \cdot 1,0 + 11 \cdot 1,5 = 76,5 \text{ pe}/T$$

## 6.5.4 Omregningsfaktoren $of$

Omregningsfaktoren  $of$  anvendes til at omregne trafikintensiteten i den enkelte motortrafikstrøm i krydset fra personbilenheder til køretøjer. Omregningsfaktoren er nødvendig for senere at kunne beregne middelforsinkelsen i enheden sekunder/køretøj.

- I kolonnen  $of$  i skema A anføres omregningsfaktoren  $of$  for motortrafikstrømmen.  $of$  beregnes ved formlen:

$$of = \frac{N_{M,Kt}}{N_M}$$

#### Eksempel 6.5

Fra eksempel 6.4 er  $N_{M,Kt} = 71 \text{ kt}/T$  og  $N_M = 76,5 \text{ pe}/T$ .  $of$  for tilfartssporet kan således beregnes til:

$$of = 71/76,5 = 0,93$$

### 6.5.5 Timefaktoren $tf$

Timefaktoren  $tf$  anvendes til beregning af trafikstrømmens grundlæggende kapacitet.

- I kolonnen  $tf$  i skema A anføres den såkaldte timefaktor, der er lig med forholdet mellem beregningsperiodens længde i sekunder og længden på en time i sekunder:

$$tf = \frac{T}{3600}$$

### 6.5.6 Trafikstrømmens følgetid

Den enkelte motortrafikstrøms grundlæggende kapacitet afhænger af trafikstrømmens følgetid  $\delta$  i grøntiden. Følgetiden er den tidsmæssige afstand, hvormed to køretøjer i trafikstrømmen følger efter hinanden ud i krydset i grøntiden.

- I kolonnen *Følgetiden*  $\delta$  i skema A anføres den enkelte svingbevægelses følgetid. Denne fremgår for de forskellige trafikstrømme af tabel 6.2.

Venstresving uden vigepligt	Venstresving med vigepligt, $\delta_v$	Lige ud	Højresving uden vigepligt	Højresving med vigepligt
1,9 sek	2,5 sek	1,8 sek	2,4 sek	2,8 sek

Tabel 6.2. Følgetiden  $\delta$  og  $\delta_v$  for den enkelte motortrafikstrøm

Ved højresving med vigepligt menes, at den højresvingende motortrafik har vigepligt for fodgængere og/eller cyklister i grøntiden.

Ved vigepligtigt venstresving anvendes parameteren  $\delta = 1,9 \text{ sek}$  for venstresving uden vigepligt samt en følgetid  $\delta_v$  på 2,5 sek gældende for vigepligtssituationer til indsættelse i formel for grundlæggende kapacitet i

vigepligtssituation, se afsnit 6.5.7. Ved vigepligtigt venstresving får kun  $\delta_v$  betydning for beregningens resultat.

## 6.5.7 Korrektionsfaktor for venstresvingsstrøm med vigepligt i grøntiden

Hvis ingen venstresvingende strøm har vigepligt i grøntiden, kan dette punkt overspringes, og i kolonnerne  $H$  og  $kf$  i skema A anføres 0 henholdsvis 1.

Er der i signalanlægget ikke en separat venstresvingsfase (bundet venstresving) for en eller flere af krydsets venstresvingsstrømme, vil der være situationer, hvor andre trafikstrømme i krydset til en vis grad spærrer for venstresvingende i grøntiden. Den grundlæggende kapacitet skal derfor korrigeres med en faktor mindre end 1,0. Denne faktor erstatter reelt formelen for kapacitet af trafik over stoplinien i signalreguleret kryds med formelen for kapacitet ved vigepligt.

Korrektionsfaktoren afhænger af den samlede trafikintensitet  $H$  i de trafikstrømme, som svingstrømmen har vigepligt for i dens grøntid.

- I kolonne  $H$  anføres den samlede trafikintensitet med benævnelsen  $pe/T$  i de spærrende motortrafikstrømme for den aktuelle venstresvingende strøm. Den spærrende motortrafik består af ligeudkørende motortrafik og højresvingende motortrafik. Effekten fra spærrende fodgængere, cyklister og små knallerter kan her negligeres.

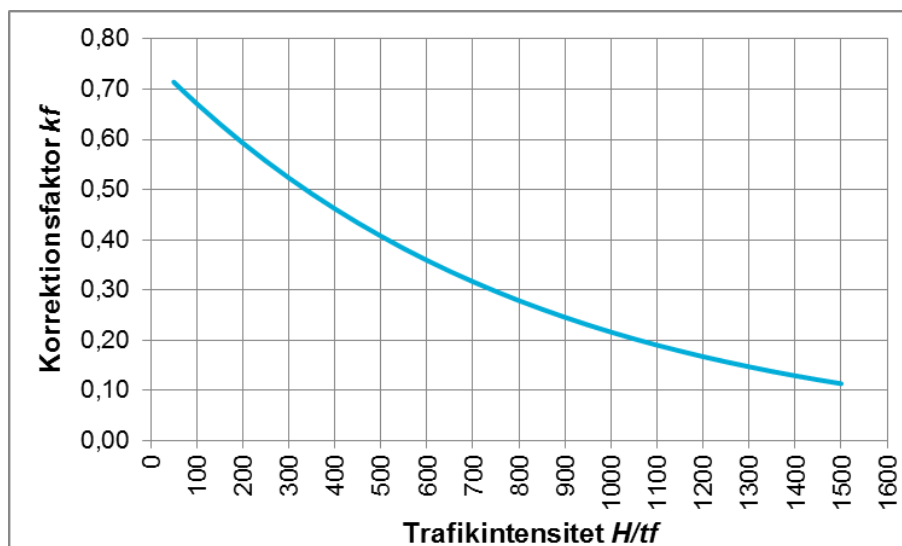
Korrektionsfaktoren afhænger ligeledes af kritisk interval  $\tau_v$  og følgetid  $\delta_v$  for det vigepligtige venstresving.  $\delta_v$  fremgår af tabel 6.2, og  $\tau_v$  sættes til 5,7 sek i overensstemmelse med værdien for vigepligtigt venstresving fra primærvej i prioriteret kryds, se tabel 4.2.

- I kolonne  $kf$  i skema A anføres korrektionsfaktoren for den aktuelle svingstrøm.

Af figur 6.1 kan korrektionsfaktoren for venstresvingere aflæses som funktion af  $H/TF$ . Diagrammet er baseret på  $\delta = 2,0$  sek og  $\delta_v$  på 2,5 jf. tabel 6.2 samt på  $\tau_v$  lig 5,7 sek. Korrektionsfaktoren  $kf$  er lig med 1,0, hvis der er bundet venstresving.

$kf$  kan også beregnes direkte af formelen:

$$kf = \delta \cdot \frac{H \cdot e^{-\tau_v \cdot H/T}}{T \cdot (1 - e^{-\delta_v H/T})}$$



Figur 6.1. Korrektionsfaktoren  $k_f$  for venstresvingere som funktion af  $H/t_f$  ( $\delta = 1,9$  sek,  $\delta_v = 2,5$  sek og  $\tau_v = 5,7$  sek)

#### Eksempel 6.6

Beregningsperioden antages at være 1 time, d.v.s.  $T$  er 3600 sek, og timefaktoren  $t_f$  (se afsnit 6.5.5) er 1. Det antages, at den venstresvingende strøm i beregningsperioden har vigepligt for 500 pe.

Korrektionsfaktoren  $k_f$  aflæses af figur 6.1 til 0,41.

$k_f$  beregnes ved formel:

$$k_f = 1,9 \frac{500 \cdot e^{-5,7 \cdot 500 / 3600}}{3600 (1 - e^{-2,5 \cdot 500 / 3600})} = 0,41$$

Højresvingende trafik kan ligeledes have vigepligt i grøntiden. Korrektion i forbindelse med højresvingendes vigepligt behandles i afsnit 6.5.15.

### 6.5.8 Trafikstrømmens grundlæggende kapacitet $G$ (pe/T)

- I kolonnen  $G$  i skema A anføres trafikstrømmens grundlæggende kapacitet i enheden pe/T. Den grundlæggende kapacitet afhænger af følgetiden  $\delta$ , korrektionsfaktoren  $k_f$  jf. afsnit 6.5.7 og længden på beregningsperioden  $T$ . Trafikstrømmens grundlæggende kapacitet beregnes ved formlen:

$$G = \frac{T \cdot k_f}{\delta}$$

Følgetiden  $\delta$  for motortrafikstrømmen hentes fra kolonnen *Følgetiden*  $\delta$  i skema A. Korrektionsfaktoren  $k_f$  hentes fra kolonnen  $k_f$  i skema A.  $k_f$  er lig med 1,0, hvis motortrafikstrømmens retning er lige ud eller højresving, eller hvis der er tale om bundet (dvs. ikke-vigepligtigt) venstresving.

- I kolonnen  $G$  i skema B anføres trafikstrømmens grundlæggende kapacitet  $G$ , hvis strømmen har sit eget separate tilfartsspor.

#### Eksempel 6.7

Følgetiden for en venstresvingende strøm kan af tabel 6.2 aflæses til 1,9 sek. Det antages, at beregningsperiodens længde er 1 time, d.v.s  $T = 3600$  sekunder, og at korrektionsfaktoren  $kf$  er 0,41 (som i eksempel 6.6). Med disse værdier kan den venstresvingende strøms grundlæggende kapacitet beregnes til:

$$G = \frac{3600 \cdot 0,41}{1,9} = 777 \text{ pe} / T$$

### 6.5.9 Strømme fælles om ét tilfartsspor

I tilfælde, hvor et tilfartsspor benyttes af motortrafikstrømme med forskellige retningsbestemmelser (f.eks. højresvingende strøm og en ligeudkørende strøm i samme tilfartsspor), skal  $G$  for den samlede strøm beregnes.

Er to strømme med forskellige retninger i krydset fælles om ét tilfartsspor, beregnes  $G$  for den samlede strøm ved formlen (se dog bemærkningen nedenfor):

$$G_{12} = \frac{N_{M,1} + N_{M,2}}{\left( \frac{N_{M,1}}{G_1} + \frac{N_{M,2}}{G_2} \right)}$$

$N_{M,1}$  og  $N_{M,2}$  er mængden af køretøjer i enheden  $\text{pe}/T$  i henholdsvis strøm 1 og strøm 2.  $G_1$  og  $G_2$  er den grundlæggende kapacitet for strøm 1 henholdsvis strøm 2 i tilfartssporet.

Bemærk, at i visse situationer kan en venstresvingende trafikstrøm være så lille, at man lader den anvende det samme tilfartsspor, som anvendes af andre trafikstrømme i vejgrene. I de situationer ses der bort fra den venstresvingende strøm ved beregningen af tilfartssporets *grundlæggende* kapacitet (deles f.eks. en ligeudkørende strøm og en lille venstresvingende strøm om ét tilfartsspor, sættes tilfartssporets grundlæggende kapacitet lig med den ligeudkørende strøms grundlæggende kapacitet). Antagelsen bag denne fremgangsmåde er, at de ikke venstresvingende køretøjer fra tilfartssporet i grøntiden kan køre uden om få venstresvingere, som holder ude i krydset.

- I kolonnen *Strømme fælles om 1 tilfartsspor*,  $G$  anføres den grundlæggende kapacitet for den samlede strøm. Denne grundlæggende kapacitet anføres også i kolonne med  $G$  i skema B.

#### Eksempel 6.8

Et tilfartsspor betjener en ligeudkørende, venstresvingende og højresvingende trafikstrøm. Antallet af venstresvingere er lille, og der ses således bort fra denne strøm ved fastsættelse af tilfartssporets kapacitet. Der er i krydset ingen fodgængere eller cykel-/knallertrafik.

Trafikintensiteten i den ligeudkørende strøm sættes til  $121 \text{ pe}/T$ , og strømmens grundlæggende kapacitet er  $3600 \cdot 1/1,8 = 2000 \text{ pe}/T$ . Trafikintensiteten i den høj-

resvingende strøm er 132 pe/T, og strømmens grundlæggende kapacitet er  $3600 \cdot 1/2,2 = 1636$  pe/T. Den grundlæggende kapacitet for den samlede strøm beregnes således til:

$$G = \frac{121 + 132}{\frac{121}{2000} + \frac{132}{1636}} = 1799 \text{ pe/T}$$

of for den samlede strøm i tilfartssporet fastsættes som forholdet mellem den samlede strøm i enheden køretøjer/T og samlede strøm i enheden pe/T.

- I kolonnen *Strømme fælles om 1 tilfartsspor*, of i skema A anføres omregningsfaktoren for den samlede motortrafikstrøm, som anvender det aktuelle tilfartsspor.

#### Eksempel 6.9

Den ligeudkørende og højresvingende strøm i eksempel 6.8 antages at bestå af henholdsvis 110 og 154 køretøjer/T. Trafikintensiteten i den venstresvingende strøm, som også anvender tilfartssporet, sættes til 30 køretøjer/T og 22 pe/T. of for den samlede strøm i tilfartssporet beregnes således til:

$$of = \frac{110 + 154 + 30}{121 + 132 + 22} = 1,07$$

### 6.5.10 Trafikintensiteten i tilfartssporet

- I kolonnen  $N_M$  i skema B anføres den samlede trafikintensitet i det enkelte tilfartsspor. Den samlede trafikintensitet beregnes som summen af trafikintensiteterne i de motortrafikstrømme, som anvender det pågældende tilfartsspor.

### 6.5.11 Tilfartssporets strømforhold, $y$

Strømforholdet i tilfartssporet er forholdet mellem trafikintensiteten og den grundlæggende kapacitet. Det anvendes til at estimere en optimal omløbstid og til at fordele den til rådighed værende grøntid på signalanlæggets faser.

- I kolonne  $y$  i skema B anføres for hvert tilfartsspor  $i$  i vejgrenene forholdet mellem trafikintensiteten  $N_{M,i}$  og tilfartssporets grundlæggende kapacitet  $G_i$

$$y_i = \frac{N_{M,i}}{G_i}$$

#### Eksempel 6.10

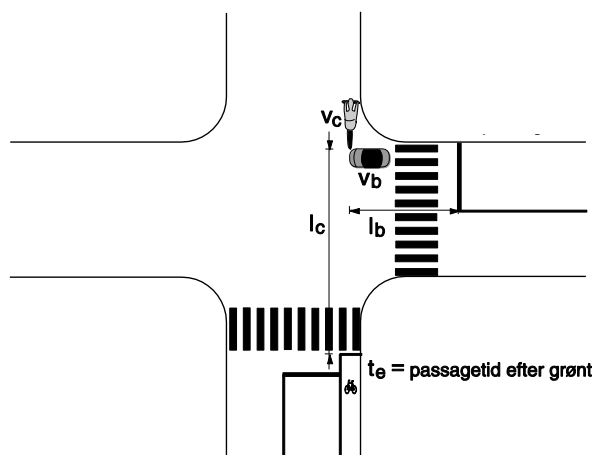
Den samlede trafikintensitet i tilfartssporet fra eksempel 6.9 er på 275 pe/T. Tilfartssporets grundlæggende kapacitet blev i eksempel 6.8 beregnet til 1799 pe/T. Strømforholdet  $y$  i tilfartssporet kan således beregnes til:

$$y = \frac{275}{1799} = 0,15$$

## 6.5.12 Mellemtid

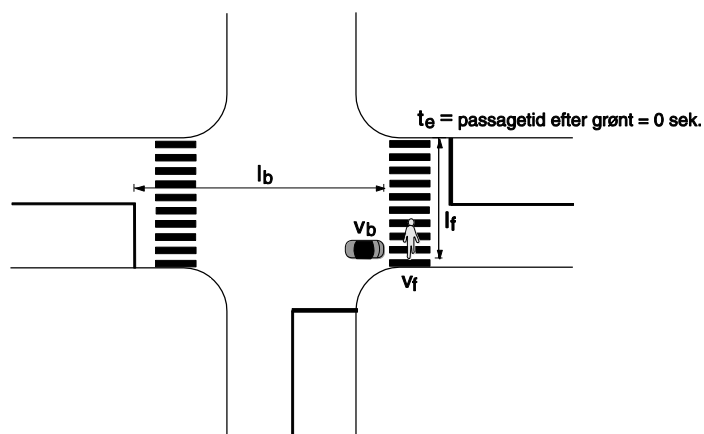
Mellemtiden er den tid, der i signalprogrammet indlægges mellem to fjendtlige signalgruppers grønne lys. Mellemtider fastsættes ud fra sikkerhedstider, som er de sikkerhedsmæssigt nødvendige tider mellem afslutning af grønt for én trafikstrøm til start af grønt for en konfliktende trafikstrøm.

Sikkerhedstiden mellem to konfliktende trafikstrømme kan beregnes efter princippet vist i fig. 6.2 og 6.3 for hhv. sidste cyklist og sidste fodgænger over for første bilist. Tabel 6.3 anvendes til fastsættelse af de indgående hastigheder og passagetider før og efter grønt.



$$\text{Mellemtiden } t_m \geq \frac{l_c}{v_c} - \frac{l_b}{v_b} + t_e$$

Figur 6.2. Bestemmelse af sikkerhedstider vedr. sidste cyklist over for første bilist



$$\text{Mellemtiden } t_m \geq \frac{l_f}{v_f} - \frac{l_b}{v_b}$$

Figur 6.3. Bestemmelse af sikkerhedstider vedr. første bilist over for sidste fodgænger



Vejledende dimensioneringstal ved beregning af sikkerhedstider	Tidligste trafikant, der passerer stoplinjen	Seneste trafikant, der passerer stoplinjen	
	Hastighed $V_{\text{Indkørende}}$	Hastighed $V_{\text{Rammende}}$	Passagetid efter grønt $T_E$
Bil (altid 8 m lang) (0 m over for gående)	13 m/sek <sup>1)</sup>	13 m/sek	3 sek <sup>2)</sup>
Cykel over for kørende (cykel altid 0 m lang)	8 m/sek	5 m/sek <sup>3)4)</sup>	2 sek
Cykel over for fodgænger (cykel altid 0 m lang)	10 m/sek <sup>5)</sup>	5,5 m/sek	0 sek
Fodgænger	2,5 m/sek	0,7-1,5 m/sek <sup>6)</sup>	0 sek

Noter:

- 1) Den tidligste trafikant vil i praksis ikke kunne opnå en højere hastighed, uanset at den skilte hastighed er højere.
- 2) Det vurderes i den konkrete situation, evt. bestemt af hastighedsforhold, om der skal anvendes højere værdier.
- 3) Ved stigninger større end 30 % skal beregningshastigheden reduceres til 4 m/sek.
- 4) Ved et stort antal venstresvingende cyklister bør anvendes en beregningshastighed på 2,5 m/sek.
- 5) Ved et stort antal hurtige knallerter og cyklister bør der anvendes en beregningshastighed, der er større end 10 m/s (36 km/t).
- 6) 0,7 m/sek er særlig langsom gang  
1,0 m/sek er langsom gang  
1,2-1,5 m/sek er normal gang

Tabel 6.3. Vejledende værdier ved beregning af sikkerhedstider

Når alle konfliktmuligheder mellem to faser er undersøgt, sættes mellemtiden til minimum den største af de beregnede sikkerhedstider mellem to faser.

- I kolonnen *Mellemtid* i skema B anføres mellemtiden mellem de forskellige faser i signalanlægget.

### 6.5.13 Omløbstiden

Hvis omløbstiden  $O$  ikke i forvejen er fastsat af brugeren, kan den beregnes v.h.a nedenstående formel:

$$O = \frac{1,5 \cdot L + 5}{1 - Y}$$

Formlen anvendes til beregning af omløbstiden i et tidsstyret signalanlæg, idet trafikanternes forsinkelse i krydset tilnærmelsesvist minimeres.

$L$  er i formlen den samlede tabte tid i omløbet, dvs. tiden i omløbet, hvor der ikke afvikles trafik.  $L$  kan tilnærmelsesvist sættes lig med summen af mellemtiderne mellem faserne i signalanlægget minus antallet af faser som følge af, at mellemtiden i praksis forkortes med 1 sek pr. fase, se afsnit 6.5.17.

$Y$  er summen af de største strømforhold fra de enkelte faser i signalanlægget. Har signalanlægget eksempelvis to faser, er  $Y = y_1 + y_2$ , hvor  $y_1$  er strømforholdet for tilfartssporet med det største strømforhold i fase 1 og tilsvarende  $y_2$  for tilfartssporet med største strømforhold i fase 2.

Bemærk, at formlen principielt kun kan anvendes til et tidsstyret signalanlæg. For trafikstyrede signalanlæg repræsenterer formlen en tilnærmelse til omløbstiden i krydset, idet omløbstidens størrelse i disse kryds styres af trafikken.

- I kolonnen *Omløbstiden* anføres omløbstiden for signalanlægget.

I praksis er omløbstider sjældent lavere end 40-45 sekunder. Lange omløbstider (over 80 sekunder) medfører en mindre tabt tid i form af mellemtider, men kan virke generende på specielt cyklister og fodgængere med heraf følgende risiko for, at signalet ikke respekteres.

#### Eksempel 6.11

Et signalanlæg har to faser, hvor mellemtiden ved faseskift er 7 sekunder. Det dimensionsgivende strømforhold antages i første fase at være 0,47 og i anden fase 0,15. Den tabte tid  $L$  kan beregnes til 12 sekunder svarende til 2 gange mellemtiden på 7 sekunder minus 2 gange 1 sek. Omløbstiden kan med disse oplysninger beregnes til:

$$O = \frac{15 \cdot 12 + 5}{1 - (0,47 + 0,15)} = 61 \text{ sekunder}$$

## 6.5.14 Grøntid

Den viste grøntid  $Gr_i$  for hver fase  $i$  kan være fastlagt på forhånd, eller den kan på basis af hver dimensionsgivende trafikstrøm i fase  $i$  beregnes ved nedenstående formel:

$$Gr_i = \frac{y_i \cdot (O - L^*)}{Y}$$

I formlen er  $O$  signalets omløbstid, og  $L^*$  er den tabte tid pr. omløb, dvs. summen af mellemtiderne, men uden fradrag af antal faser som i afsnit 6.5.13.  $y_i$  er strømforholdet i tilfartssporet med det største strømforhold i fase nr.  $i$ .  $Y$  er summen af de største strømforhold fra hver af signalets faser, se afsnit 6.5.13.

Ved det endelige valg af grøntider skal det sikres, at fodgængernes krav til minimumsgrøntider er opfyldt. For minimumsgrøntiden for fodgængere

gælder, at en fodgænger, der starter fra fortovskanten ved grøntidens begyndelse, skal - med en hastighed på 1,0 m/sek. - kunne nå at passere fjerneste hellekant inden for grøntiden. Hvis det kan verificeres, at fodgængertrafikken ikke består af ældre og børn, kan fodgængerhastigheden sættes til 1,2-1,5 m/sek.

- I kolonnen "Gr" anføres grøntiden, som tildeles den enkelte fase i signalprogrammet, idet grøntiden kan være fastsat på forhånd eller beregnet ved ovenstående formel.

#### Eksempel 6.12

I krydset fra eksempel 6.11 er det største strømforhold i første fase 0,47 og i anden fase 0,15.  $Y = 0,47 + 0,15 = 0,62$ . Med disse data beregnes grøntiden i fase 1 til:

$$Gr_{\text{fase1}} = \frac{0,47 \cdot (61 - 14)}{0,62} = 36 \text{ sekunder}$$

Grøntid i fase 2 beregnes til :

$$Gr_{\text{fase 2}} = O - L^* - Gr_{\text{fase 1}} = 61 - 14 - 36 = 11 \text{ sekunder}$$

### 6.5.15 Grøntid for højresvingende strømme med vigepligt

I tilfælde, hvor højresvingende trafik skal vige for fodgængere og cyklister i grøntiden, giver kapacitetseffekten af vigepligten sig til kende på to måder. For det første stiger følgetiden, se pkt. 6.5.6. For det andet vil det forreste køretøj i køen af højresvingere ved grøntids start forsinkes. Dette køretøj skal afvente passage af de cyklister og fodgængere, som er ankommet til krydset under den netop afsluttede rødtid. Forsinkelsen kan betragtes som en reduktion af højresvingernes grøntid, fordi det forreste køretøj ikke er i stand til at køre, selv om der er grønt for højresvingerne. Køretøjet er først i stand til at køre, når de omtalte cyklister og fodgængere har passeret konfliktområdet mellem let trafik og højresvingende køretøjer.

Hvor stor en reduktion af grøntiden, der er tale om, afhænger af intensiteten i de cyklist- og fodgængerstrømme, som den højresvingende trafik skal vige for, rødtiden for cyklisterne og fodgængerne, og endelig, hvor mange sekunder de pågældende fodgængere og cyklister eventuelt har grønt, før signalet giver de vigepligtige højresvingere grønt.

- I kolonnerne  $H_{\text{cyk}}$  og  $H_{\text{fod}}$  anføres intensiteten i den spærrende cyklist- og fodgængerstrøm i enheden cyklist henholdsvis fodgænger pr. sekund.  $H_{\text{cyk}}$  og  $H_{\text{fod}}$  regnes i sekunder og fastsættes derfor som  $N_{\text{cyk}}/T$  og  $N_{\text{fod}}/T$ .
- I kolonnerne  $Fgr_{\text{cyk}}$  og  $Fgr_{\text{fod}}$  anføres antallet af sekunder fodgængerstrømmen henholdsvis cykelstrømmen får grønt før den højresvingende motortrafikstrøm. Hvis de får grønt samtidig med motortrafikken, skrives 0.

- I kolonnerne  $R_{cyk}$  og  $R_{fod}$  anføres signalets rødtid for de pågældende cykel- og fodgængerstrømme.
- I kolonnerne  $R_{grh}$  anføres antallet af sekunder, som højresvingernes grøntid reduceres med som følge af, at afgangen af det forreste højresvingende køretøj forsinkes. Denne grøntidsreduktion beregnes med nedenstående formel:

$$R_{grh} = (R_{cyk} - 6,6F_{gr_{cyk}})(2,6H_{cyk} - 10,4H_{cyk}^2 + 13,5H_{cyk}^3) + 0,9(R_{fod} - 2,9F_{gr_{fod}})H_{fod}$$

Bemærk, at  $(R_{cyk} - 6,6F_{gr_{cyk}})$  sættes lig med 0, hvis  $6,6F_{gr_{cyk}}$  er større end  $R_{cyk}$ . På tilsvarende vis sættes  $(R_{fod} - 2,9F_{gr_{fod}})$  lig med 0, hvis  $2,9F_{gr_{fod}}$  er større end  $R_{fod}$ .

#### Eksempel 6.13

En højresvingende strøm skal i dens grøntid vige for fodgængere og cyklister. Den pågældende cykel- og fodgængerstrøm har en intensitet på henholdsvis 300 cyklister/ $T$  og 400 fodgængere/ $T$ . Med en beregningsperiode på 3600 sekunder svarer disse intensiteter til  $300/3600 = 0,083$  cyklister/sekund og  $400/3600 = 0,111$  fodgængere/sekund. Fodgængeres og cyklisters rødtid sættes til 40 sekunder, og begge strømme får grønt 4 sekunder før den højresvingende strøm. Med disse data kan tiden, hvormed grøntiden for højresving reduceres, beregnes til:

$$R_{grh} = (40 - 6,6 \cdot 4) \cdot (2,6 \cdot 0,083 - 10,4 \cdot 0,083^2 + 13,5 \cdot 0,083^3) + 0,9 \cdot (40 - 2,9 \cdot 4) \cdot 0,111 = 4,9 \text{ sekunder}$$

- I kolonnen  $Gr_h/Gr_v$  anføres den faktisk udnyttelige grøntid for den vigepligtige højresvingende strøm.  $Gr_h$  fastsættes som signalets grøntid for strømmen minus grøntidsreduktionen  $R_{grh}$ .

#### Eksempel 6.14

Fra eksempel 6.13 er grøntidsreduktionen beregnet til 4,9 sekunder. Signalets grøntid for den pågældende højresvingende strøm er 20 sekunder. Den faktiske grøntid, der kan udnyttes for den højresvingende strøm, er derfor :

$$Gr_h = 20 - 4,9 = 15,1 \text{ sekunder}$$

## 6.5.16 Grøntid for et separat venstresvingsspor uden bundet venstresving

For trafikanter i et separat venstresvingsspor uden bundet venstresving vil grøntiden, der kan udnyttes til kørsel, ikke være identisk med den viste grøntid. Dette skyldes, at motortrafikken fra den modsatte retning (ligeud kørende og højresvingende trafik) i starten af grøntiden vil være så tæt, at der ikke er mulighed for at foretage venstresving fra venstresvingsspor.

Den del af grøntiden, hvor der reelt er spærret for venstresving, selvom der vises grønt, skal regnes som rødtid for venstresvingsbanen.

$Gr_V$  for venstresvingsbanen kan tilnærmes ved

$$Gr_V = \frac{Gr_s - y_s \cdot O}{1 - y_s}$$

$Gr_s$  i formlen er den viste grøntid for den største af de spærende strømme i den aktuelle fase nr.  $i$  plus grøntid i en eventuel foregående fase med grønt for den spærende strøm.  $y_s$  er strømforholdet for den af de spærende trafikstrømme, der har det største strømforhold, jf. kolonne  $y$  i skema B.  $O$  er krydssets omløbstid.

- I kolonnen  $Gr_H/Gr_V$  i skema B anføres den effektive grøntid for den separate venstresvingsbane uden bundet venstresving.

#### Eksempel 6.15

Det antages, at det største strømforhold for strømmene, der i en fase "spærrer" for afviklingen af trafikken fra en venstresvingsbane, er 0,18. Grøntiden for den "spærende" strøm er 34 sekunder og omløbstiden i krydset er 61 sekunder. Signalgruppen for den venstresvingende trafik fra venstresvingsbanen er identisk med signalgruppen for den største af de spærende strømme. Med disse oplysninger kan den udnyttelige grøntid  $Gr_V$  for venstresvingsbanen beregnes til:

$$Gr_V = \frac{34 - 0,18 \cdot 61}{1 - 0,18} = 28 \text{ sekunder}$$

### 6.5.17 Den effektive grøntid

*For alle strømme, undtagen strøm i separat venstresvingsspor uden bundet venstresving, fastsættes den effektive grøntid som 1 sekund større end grøntiden fastsat i kolonnen  $Gr$  eller i kolonnen  $Gr_H/Gr_V$ . Det ekstra sekund fremkommer som forskellen mellem varigheden af kørsel ind i gultiden efter grønt på 3 sekunder fratrukket et gennemsnitligt tidstab på 2 sekunder ved start efter skift til grønt.*

*For en strøm i et separat venstresvingsspor uden bundet venstresving regnes den effektive grøntid lig med den aktuelle grøntid anført i kolonnen  $Gr_V$ .*

*Er flere forskellige strømme fælles om et tilfartsspor, fastsættes den effektive grøntid for sporet som den korteste af de aktuelle strømmes individuelle effektive grøntider. Årsagen er, at køretøjer i strømmen med den korteste effektive grøntid vil spærre for den øvrige trafik i sporet, således at andre strømmes længere effektive grøntid ikke kan udnyttes.*

*Hvis en trafikstrøm kan køre i flere på hinanden følgende faser, tillægges mellemtiden mellem sådanne faser den første af faserne uden tillæg af et ekstra sekund. Den effektive grøntid for den første af faserne bliver derfor*

den viste grøntid plus mellemtiden og for den sidste af faserne fastsat efter ovenstående retningslinier.

- I kolonnen "Egr" anføres den effektive grøntid for motortrafikstrømmen fra det enkelte tilfartsspor efter ovenstående retningslinier.

#### Eksempel 6.16

Et tilfartsspor anvendes af en ligeudkørende motortrafikstrøm og en vigepligtig højresvingende motortrafikstrøm. Den effektive grøntid for den ligeudkørende strøm er 20 sekunder og den effektive grøntid for den vigepligtige højresvingstrøm er 10 sekunder. Den effektive grøntid for tilfartssporet bliver således:

$$E_{gr} = \text{Minimum}\{10 \text{ sek}, 20 \text{ sek}\} = 10 \text{ sekunder}$$

### 6.5.18 Tilfartssporets kapacitet $N_{Max}$

Tilfartssporets kapacitet  $N_{Max}$  er det maksimale antal personbilenheder,  $pe$ , der kan afvikles fra tilfartssporet, når der tages hensyn til, at der fra tilfartssporet ikke afvikles trafik en del af omløbstiden.

Tilfartssporets kapacitet beregnes ved formlen:

$$N_{Max} = \frac{G \cdot E_{gr}}{O}$$

I nedenstående tilfælde A og B tilføjes et korrektionsled:

A. Anvender **vigepligtige højresvingere** tilfartssporet, skal kapaciteten ovenfor forøges med:

$$\frac{N_h \cdot T}{N \cdot O}$$

$N_h$  er antallet af vigepligtige højresvingere ( $pe/T$ ), som anvender det pågældende tilfartsspor.  $N$  er det samlede antal personbilenheder ( $pe/T$ ), som anvender tilfartssporet.

B. Er det pågældende spor et **separat venstresvingsspor uden bundet venstresving**, skal kapaciteten forøges med:

$$\frac{nT}{O}$$

Antagelsen bag leddet  $nT/O$  er, at der kan afvikles  $n$  venstresvingende i mellemtiden, som følger umiddelbart efter de vigepligtige venstresvingeres grøntid.  $n$  fastsættes afhængigt af pladsforholdene i krydset og er typisk 2 eller 3, men kan være større ved store kryds.

- I kolonnen  $N_{Max}$  i skema B anføres tilfartssporets kapacitet i enheden  $pe/T$ .

Tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ ,  $N_{Max,Kt}$ , beregnes ved formlen:

$$N_{Max,Kt} = of \cdot N_{Max}$$

$of$  hentes fra kolonne  $of$  eller kolonne *Strømme fælles om 1 tilfartsspor* af afhængigt af, om tilfartssporet anvendes af kun én strøm eller af flere strømme, som skal i forskellige retninger i krydset.

- I kolonnen  $N_{Max,Kt}$  i skema B anføres tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$ .

#### Eksempel 6.17

I eksempel 6.8 blev et tilfartsspors grundlæggende kapacitet beregnet til 1799  $pe/T$ . Grøntid for tilfartssporet blev i eksempel 6.12 beregnet til 16 sekunder, og den effektive grøntid,  $Egr$ , er  $16+1 = 17$  sek. Omløbstiden er 61 sekunder. Den højresvingende strøm i tilfartssporet har ikke vigepligt for fodgængere og cyklister i grøntiden. Tilfartssporets kapacitet i enheden  $pe/T$  kan med disse oplysninger beregnes til:

$$N_{Max} = \frac{1799 \cdot 17}{61} + 0 = 501 pe/T$$

I eksempel 6.9 blev omregningsfaktoren i tilfartssporet beregnet til 1,07. Tilfartssporets kapacitet i enheden køretøjer/ $T$  er således lig med  $1,07 \cdot 501 = 536 kt/T$ .

Et separat venstresvingsspor uden bundet venstresving har en grøntid på 10 sekunder og en grundlæggende kapacitet på 250  $pe/T$ . Omregningsfaktoren  $of$  i sporet er 1,2, og omløbstiden for signalet er 80 sekunder. Der kan afvikles 2 venstresvingende personbilenheder i mellemtiden. Beregningsperiodens længde er 3600 sekunder. Med disse oplysninger kan kapaciteten i sporet beregnes til:

$$N_{Max,Kt} = 1,2 \cdot \left[ \frac{10 \cdot 250}{80} + \frac{2 \cdot 3600}{80} \right] = 146 \text{ Køretøjer}/T$$

En ligeudkørende, venstresvingende og en vigepligtig højresvingende strøm på hhv. 200, 50 og 100  $pe/T$  er fælles om et tilfartsspor. Beregningsperiodens længde,  $T$ , er 3600 sekunder. Den effektive grøntid,  $Egr$ , for tilfartssporet er beregnet til 20 sekunder, og signalets omløbstid,  $O$ , er 70 sekunder. Tilfartssporets grundlæggende kapacitet,  $G$ , er 1200  $pe/T$ . Med disse oplysninger beregnes tilfartssporets kapacitet  $N_{Max}$  til:

$$N_{Max} = \frac{1200 \cdot 20}{70} + \frac{100 \cdot 3600}{(200 + 50 + 100) \cdot 70} = 360 pe/T$$

## 6.5.19 Tilfartssporets belastningsgrad $B$

Tilfartssporets belastningsgrad udtrykker, hvor meget tilfartssporet er belastet med trafik i forhold til tilfartssporets kapacitet. Belastningsgraden beregnes ved formlen:

$$B = \frac{N_M}{N_{Max}}$$

- I kolonnen  $B$  i skema B anføres tilfartssporets belastningsgrad.

#### Eksempel 6.18

Fra eksempel 6.17 er  $N_{Max}$  i et tilfartsspor 501 pe/T, og  $N_M$  i tilfartssporet er 275 pe/T. Tilfartssporets belastningsgrad er derfor :

$$B = \frac{275}{501} = 0,55$$

### 6.5.20 Middelforsinkelsen $t_m$ (sekunder/køretøj) i tilfartssporet, serviceniveauet

Serviceniveauet i tilfarterne udtrykkes ved middelforsinkelsen pr. køretøj. Middelforsinkelsen i et tilfartsspor afhænger af tilfartssporets belastningsgrad og måden, hvorpå køretøjerne i tilfartssporet ankommer til krydset.

- I kolonnen *Ankomsttype (AT#)* i skema B anføres hvilken type ankomst, der bedst beskriver køretøjernes ankomst til det aktuelle kryds.

Ankomsttypen afhænger i praksis bl.a. af, hvorvidt krydset er samordnet eller ej, og ved samordning hvor god denne er, og hvor stor en del af trafikken, der har gavn af samordningen. De forskellige typer af ankomster, der kan vælges mellem, fremgår af tabel 6.4. Brugeren må vurdere, hvilken ankomsttype, der bedst passer til de aktuelle forhold i krydset.

- I kolonnen  $kf_{AT}$  i skema B anføres faktoren  $kf_{AT}$ .  $kf_{AT}$ -faktoren for det enkelte tilfartsspor afhænger af den forventede ankomsttype for køretøjerne i tilfartssporet samt forholdet mellem den effektive grøntid og omløbstiden. I tabel 6.4 er  $kf_{AT}$  angivet som funktion af ankomsttypen og forholdet  $Egr/O$ .

#### Eksempel 6.19

Køretøjerne i tilfartssporet fra eksempel 6.18 ankommer til krydset efter ankomsttype AT1. Forholdet mellem den effektive grøntid i tilfartssporet og signalets omløbstid er  $17 / 61 = 0,28$ . Af tabel 6.4 aflæses korrektionsfaktoren  $kf_{AT}$  således til ca. 1,28.

Bemærk, ankomsttypen AT3 anvendes under normale forhold, med mindre signalet er samordnet med andet signalanlæg.

I stedet for at anvende tabel 6.4 kan  $kf_{AT}$ -faktoren også beregnes direkte v.h.a nedenstående formel:

$$kf_{AT} = \frac{(1-a)f_p}{1 - \frac{Egr}{O}}$$

Formlen forudsætter, at brugeren har et estimat på faktoren  $a$ .  $a$  er andelen af køretøjer i tilfartssporet, der ankommer til krydset i grøntiden.  $a$  fastsættes som forholdet mellem antallet af køretøjer i tilfartssporet, der ankommer til krydset under grøntiden, og antallet af køretøjer i tilfartsspo-



ret, der ankommer til krydset i et omløb. Faktoren  $f_p$  i formelen er en ekstra korrektionsfaktor, der tager højde for ankomsttidspunktet for hovedkolonnen, der ankommer til det signalregulerede kryds i tilfartssporet. Denne faktor har kun betydning for ankomsttyperne AT2 og AT4. Faktoren fremgår af tabel 6.4.

Egr/O	$kf_{AT}$					
	AT1	AT2	AT3	AT4	AT5	AT6
0,2	1,2	1,0	1,0	1,0	0,8	0,8
0,3	1,3	1,1	1,0	1,0	0,7	0,6
0,4	1,4	1,1	1,0	0,9	0,6	0,3
0,5	1,7	1,2	1,0	0,8	0,3	0
0,6	2,0	1,4	1,0	0,6	0	0
0,7	2,6	1,7	1,0	0,3	0	0
$f_p$	1,0	0,9	1,0	1,2	1,0	1,0

Ankomsttype:  
 AT1: Meget dårlig ankomstfordeling. Næsten alle køretøjer i tilfartssporet ankommer til krydset i rødtiden  
 AT2: Dårlig ankomstfordeling  
 AT3: Køretøjerne ankommer tilfældigt til krydset eller køretøjsankomsterne er proportionalt fordelt efter længden på grøntiden og rødtiden for tilfartssporet.  
 AT4: Middel ankomstfordeling.  
 AT5: God ankomstfordeling. De fleste køretøjer i tilfartssporet ankommer til krydset i tilfartssporets grøntid.  
 AT6: Meget god ankomstfordeling; anvendes f.eks. på ensrettede veje.

Tabel 6.4. Korrektionsfaktoren  $kf_{AT}$  som funktion af ankomsttypen AT# og Egr/O samt faktoren  $f_p$ , se nedenfor

#### Eksempel 6.20

Det skønnes, at med en grøntid på 15 sekunder vil kun 5% af køretøjerne i tilfartssporet ankomme i grøntiden. Køretøjernes ankomstfordeling til krydset er således meget dårlig. Omløbstiden er 61 sekunder og faktoren  $f_p$  skønnes til 1,0 p.g.a den meget dårlige ankomstfordeling. Med disse oplysninger beregnes  $kf_{AT}$ -faktoren til:

$$kf_{AT} = \frac{(1 - 0,05) \cdot 1,0}{1 - \frac{15}{61}} = 1,26$$

- I kolonnen  $t_1$  i skema C anføres værdien af forsinkelsen  $t_1$ .  $t_1$  afhænger af tilfartssporets belastningsgrad  $B$ , omløbstiden  $O$  samt den effektive grøntid  $Egr$ .  $t_1$  beregnes ved formelen:

$$t_1 = \frac{(O - Egr)^2}{2(O - \text{Min}\{B; 1\} \cdot Egr)}$$

Bemærk, at hvis belastningsgraden er større end 1, sættes den lig med 1 ved beregningen af  $t_1$ .

#### Eksempel 6.21

Det antages, at et tilfartsspors belastningsgrad er beregnet til 0,62. Omløbstiden er 61 sekunder, og den effektive grøntid for tilfartssporet er 15 sekunder. Med disse værdier beregnes  $t_1$  til :

$$t_1 = (61-15)^2 / (2(61-0,62 \cdot 15)) = 20,5 \text{ sekunder}$$

- I kolonnen  $t_2$  i skema C anføres værdien af forsinkelsen  $t_2$ . Værdien bestemmes ud fra tabel 6.5 med belastningsgraden  $B$  og tilfartssporets kapacitet  $N_{Max,Kt}$  som indgangsparametre (i afsnit 6.3 er  $t_2$  nærmere forklaret).

Med kendskab til  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $kf_{AT}$  og  $tf$  kan middelforsinkelsen i tilfartssporet beregnes med følgende formel:

$$t_m = kf_{AT} \cdot t_1 + tf \cdot t_2$$

$tf$  er timefaktoren, der står anført i kolonne  $tf$  i skema A, og den anvendes, hvis  $t_2$  er aflæst af tabel 6.5, ellers sættes den lig 1.

- I kolonnen  $t_m$  anføres middelforsinkelsen i tilfartssporet.

#### Eksempel 6.22

Belastningsgraden i tilfartssporet fra eksempel 6.21 er 0,62. Tilfartssporets kapacitet antages at være 460 køretøjer/ $T$ . Med disse oplysninger kan  $t_2$  aflæses af tabel 6.5 til 6 sekunder.

Med  $kf_{AT}$  på 1,26 (som eksempel 6.20) og  $t_1$  på 20,5 sekunder (eksempel 6.21) fås middelforsinkelsen i tilfartssporet herefter:

$$t_m = 1,26 \cdot 20 + 1,0 \cdot 6 = 32 \text{ sek/kt}$$

ved timefaktor  $tf$  lig med 1,0.

Som anført i afsnit 6.3.2 kan  $t_m$  også beregnes direkte ved formlen:

$$t_m = kf_{AT} \cdot \frac{(O-Egr)^2}{2(O-\min\{1,B\} \cdot Egr)} + \frac{T}{4} \cdot \left[ (B-1) + \sqrt{(B-1)^2 + \frac{4B}{N_{Max,Kt}}} \right]$$

#### Eksempel 6.23

Ved data som eksempel 6.22, d.v.s. beregningsperiode  $T$  på 3600 sek, omløbstid  $O$  på 61 sek, effektiv grøntid  $Egr$  på 15 sek, belastningsgrad  $B$  for tilfartssporet på 0,62 og en kapacitet for tilfartssporet på 460 køretøjer/ $T$  kan  $t_m$  også beregnes direkte ved at sætte ind i den viste formel :

$$t_m = 1,26 \cdot \frac{(61-15)^2}{2(61-0,62 \cdot 15)} + \frac{3600}{4} \cdot \left[ (0,62-1) + \sqrt{(0,62-1)^2 + \frac{4 \cdot 0,62}{460}} \right] = 32 \text{ sek/kt}$$

$N_{Max,Kt}$ kt/T	Belastningsgraden $B$																								
	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,92	0,95	0,97	1	1,02	1,05	1,07	1,1
50	4	6	9	12	15	19	23	29	35	42	50	61	74	90	110	136	168	183	207	225	255	276	310	334	372
100	2	3	4	6	8	10	12	15	18	21	26	32	39	49	61	79	103	115	136	152	180	201	235	260	299
150	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	18	22	27	34	43	56	76	86	105	120	147	168	202	228	268
200	1	2	2	3	4	5	6	7	9	11	13	16	20	26	33	44	61	70	87	101	127	148	183	209	251
250	1	1	2	2	3	4	5	6	7	9	11	13	16	21	27	36	51	59	75	88	114	134	170	197	240
300	1	1	1	2	3	3	4	5	6	7	9	11	14	17	23	31	43	51	66	79	104	124	161	188	231
350	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	9	12	15	20	27	38	45	59	72	96	117	153	181	225
400	0	1	1	1	2	2	3	4	4	5	7	8	10	13	17	23	34	40	54	66	90	111	148	175	220
450	0	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	7	9	12	15	21	31	37	49	61	85	106	143	171	217
500	0	1	1	1	2	2	2	3	4	4	5	7	8	11	14	19	28	34	45	57	80	101	139	167	213
550	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	10	13	17	26	31	42	53	77	98	136	164	211
600	0	1	1	1	1	2	2	2	3	4	4	6	7	9	12	16	24	29	40	50	73	94	133	162	208
650	0	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	11	15	22	27	37	48	71	92	130	159	207
700	0	0	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	10	14	21	25	35	45	68	89	128	157	205
750	0	0	1	1	1	1	2	2	2	3	4	4	6	7	9	13	19	24	33	43	66	87	126	156	203
800	0	0	1	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	7	9	12	18	22	32	41	64	85	124	154	202
850	0	0	1	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	6	8	12	17	21	30	40	62	83	123	153	201
900	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	3	4	5	6	8	11	16	20	29	38	60	81	121	151	200
950	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	3	3	4	6	7	10	16	19	28	37	58	80	120	150	199
1000	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	7	10	15	18	26	35	57	78	119	149	198
1050	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	7	9	14	18	25	34	56	77	118	148	197
1100	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	3	4	5	6	9	14	17	24	33	54	76	117	147	196
1150	0	0	0	1	1	1	1	1	2	2	2	3	4	5	6	9	13	16	24	32	53	75	116	147	196

Tabel 6.5.  $t_2$  (sekunder/køretøj) som funktion af belastningsgraden  $B$  og tilfartssporets kapacitet  $N_{max,Kt}$

### 6.5.21 Kølængder i tilfartssporet

De køretøjer, der holder i kø, kan blokere for trafikafviklingen i et bagved liggende kryds eller udgøre en barriere for vigtige udkørsler. Hvis der er separate spor for højre- eller venstresvingende trafik, er der risiko for, at køen i sporet bliver længere end sporets længde, hvorved andre spor, fx ligeud-sporet, blokeres.

Det kritiske antal køretøjer i kø,  $n_{kritisk}$ , defineres som det antal køretøjer, der kan holde i tilfartssporet, uden at køen bliver uacceptabel lang.

Ved lastbilandele på under 10% kan længden af køretøjer i kø over-  
slagsmæssigt fastsættes til 6 m pr. køretøj. Ved lastbilandele over 10%  
skal det kritiske antal køretøjer beregnes således:

$$n_{kritisk} = \frac{L_{kritisk}}{\frac{x}{100} \cdot 15 + \frac{100-x}{100} \cdot 6}$$

hvor  $x$  er lastbilprocenten, og  $L_{kritisk}$  er længden i meter af den største kø,  
der må være, uden at anden trafik generes.

En måde at vurdere kødannelserne på er at undersøge kølængden, der  
overskrides i fx 1 eller 5 % af omløb i daglig spidsperiode (beregningspe-  
rioden). Hvis 1%- eller 5%-kølængderne vurderes at være uacceptable,  
bør krydsets udformning overvejes, fx ved forlængelse af svingbaner,  
hvis dette er muligt.

Kølængdernes størrelse afhænger af trafikintensitet og kapacitet for til-  
fartssporet, strømforholdet i tilfartssporet, tider i signalprogrammet og be-  
regningsperiodens længde.

- I kolonnen  $n_{gen}$  i skema B anføres gennemsnittet  $n_{gen}$  af hvert  
omløbs største kølængde i tilfartssporet i enheden køretøjer.  $n_{gen}$   
beregnes ved trafikintensiteten  $N$  i tilfartssporet, tilfartssporets ef-  
fektive grøntid  $Egr$ , strømforholdet  $y$  i tilfartssporet, signalets om-  
løbstid  $O$  og endelig beregningsperioden  $T$ . Den gennemsnitlige  
største kølængde pr. omløb i tilfartssporet kan beregnes v.h.a én  
af følgende formler:

Positivt skøn:

$$n_{gen} = \frac{of \cdot N \cdot (O - Egr)}{T \cdot (1 - y)}$$

Negativt skøn:

$$n_{gen} = \frac{of \cdot N \cdot O}{T}$$

Bemærk, at den sande gennemsnitlige kølængde  $n_{gen}$  i tilfartssporet vil  
ligge mellem det positive og negative skøn på kølængden, når belast-  
ningsgraden  $B$  i tilfartssporet er mindre end 1,0. Ved stigende belast-  
ningsgrad mod 1 vil resultatet af de to skøn typisk nærme sig hinanden.  
Er belastningsgraden i tilfartssporet større end 1,0, bør det negative skøn  
anvendes.

#### Eksempel 6.24

I et tilfartsspor er  $N = 275 \text{ pe}/T$ ,  $of = 1,04$ ,  $Egr = 15$  sekunder,  $O = 61$  sekunder,  $y = 0,15$  og  $T = 3600$  sekunder. Med disse værdier beregnes det positive henholdsvis negative skøn på den gennemsnitlige største kølængde pr. omløb i tilfartssporet til:

Positivtskøn :

$$n_{gen} = \frac{1,04 \cdot 275 \cdot (61 - 15)}{3600 \cdot (1 - 0,15)} = 4 \text{ køretøjer}$$

Negativtskøn :

$$n_{gen} = \frac{1,04 \cdot 275 \cdot 61}{3600} = 5 \text{ køretøjer}$$

- I kolonnen  $n_{Kritisk}$  i skema B anføres den kølængde, som kødannelserne i tilfartssporet højst dagligt må overskride i  $p$  procent af beregningsperiodens omløb.
- I kolonnen *Procent* i skema B anføres den anvendte procentdel  $p$ .
- I kolonnen  $n_{p\%}$  i skema B anføres kølængden, der i beregningsperioden overskrides i  $p\%$  af omløbene.

Figur 6.4 viser sandsynligheden for, at en given kølængde overskrides for bestemte gennemsnitlige største kølængder pr. omløb. Tallet på hver kurve i figuren er den gennemsnitlige kølængde, som den enkelte kurve fremkommer ved. I figur 6.4 kan kølængderne  $n_{5\%}$  og  $n_{1\%}$  således aflæses som en funktion af  $n_{gen}$  og  $p\%$ , når tilfartssporets belastningsgrad  $B$  er mindre end 1.

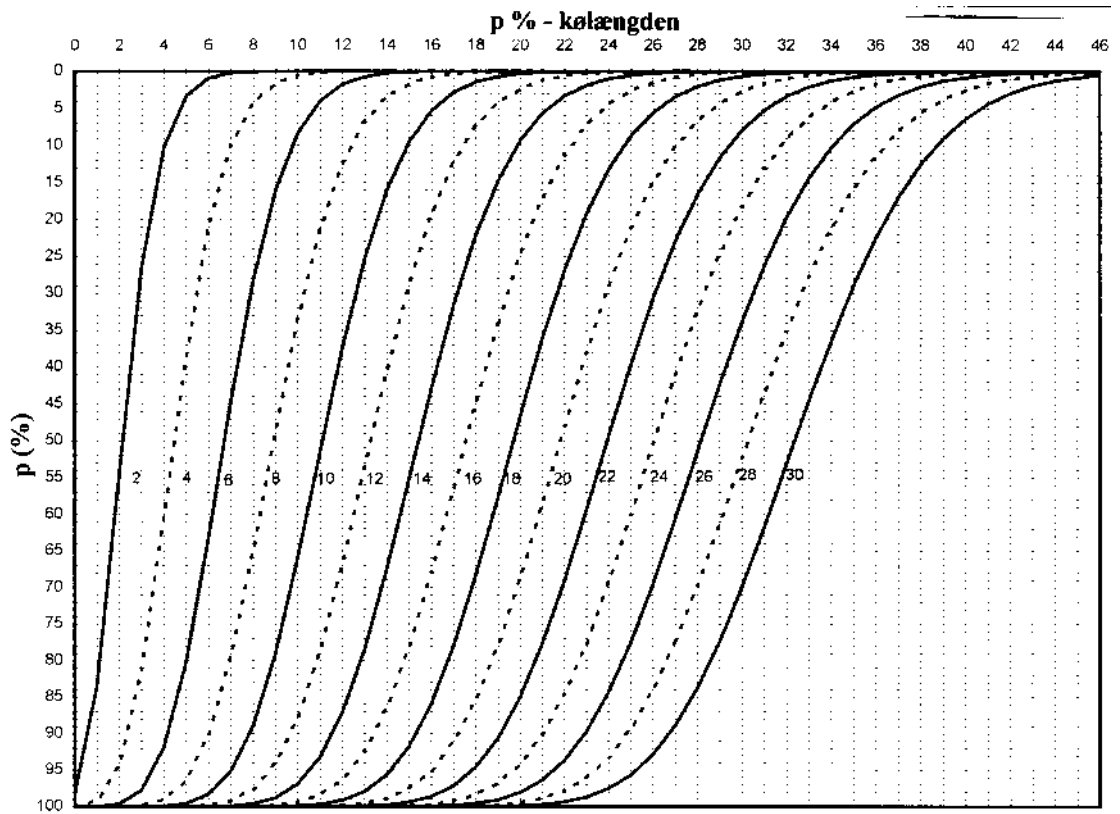
Når tilfartssporets belastningsgrad er større end 1,0, beregnes  $n_{p\%}$  ved formlen:

$$n_{p\%} = of \cdot (N - N_{Max}) + n_{p\%}^*$$

hvor  $of$  er omregningsfaktoren for tilfartssporet,  $N$  er trafikintensiteten i tilfartssporet,  $N_{Max}$  er tilfartssporets kapacitet i enheden  $pe/T$ , og  $n_{p\%}^*$  er kølængden, der aflæses af figur 6.4.

#### Eksempel 6.25

Det er vurderet, at de daglige kødannelser i tilfartssporet fra forrige eksempel ikke må overskride 15 køretøjer i 5% eller mere af beregningsperiodens omløb. Hvis 5%-køen er større end de 15 køretøjer, vil man overveje at ombygge det signalregulerede kryds. Som gennemsnitlig kølængde er det besluttet at anvende det konservative skøn på 5 køretøjer. Af figur 6.4 aflæses, at 5%-køen ved en gennemsnitlig kølængde på 5 køretøjer er skønsmæssigt 10 køretøjer. D.v.s. kølængderne i tilfartssporet vurderes ikke et være kritiske i spidstimen.



Figur 6.4. Kølængden  $n_{p\%}$  (i enheden køretøjer) i tilfartssporet ved forskellige gennemsnitlige største kølængder  $n_{gen}$

## 6.6 Skema til manuel beregning af signalreguleret kryds

På følgende sider er indsat tomme skemaer A, B og C, som kan anvendes til manuel beregning af belastningsgrad, middelforsinkelse og kølængde i et signalreguleret kryds. I den foregående tekst henvises til rubrikkerne i skemaerne.

### Signalreguleret kryds, skema A

Fastsættelse af trafikmængderne i krydset og beregning af trafikstrømmenes grundlæggende kapacitet  
 Signalreguleret kryds : \_\_\_\_\_ Periode : \_\_\_\_\_

Beregningsperiodens længde:  $T =$  \_\_\_\_\_ sekunder

( I pkt. # afsnit 6.5 er det beskrevet hvorledes variablen værdifastsættes )

		Trafikmængderne i signalreguleret kryds															Den grundlæggende timekapacitet					
Vejgren	Trafikstrøm	fase	Pv/Vv		Lb /Busser		St.-v.-/Ph.v.tog		Mc.		$N_{M,Kt}$	$N_M$	of	$N_c/k$	$N_{fod}$	tf	Følge- tid, $\delta$ sek/Pe	H Pe/T	kf	G Pe/T	Strømme fæl- les om køresp. G of	
			Kt/T	$\Delta E_{pe}$	Kt/T	$\Delta E_{pe}$	Kt/T	$\Delta E_{pe}$	Kt/T	$\Delta E_{pe}$	Kt/T	$\Delta E_{pe}$	Kt/T	Pe/T	cyk/T							fod/T
pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.2	pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.2	pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.2	pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.2	pkt. 6.5.3	pkt. 6.5.3	pkt. 6.5.4	pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.1	pkt. 6.5.5	pkt. 6.5.6	pkt. 6.5.7	pkt. 6.5.7	pkt. 6.5.8	pkt. 6.5.9	







## 7. KAPACITETSBEREGNING AF FLETTESTRÆKNINGER

### 7.1 Vejledningens anvendelsesområde

Vejledningen kan anvendes til beregning af kapacitet og serviceniveau for flettestrækninger i forbindelse med rampetilslutninger ved separate til- og frakørsler.

Vejledningen omhandler situationer, hvor der på den gennemgående vej er mindst to spor og højst tre spor pr. retning og på ramper er ét eller to spor. Der behandles ikke tilfælde, hvor der i forbindelse med til- eller frakørsel sker sportilføjelse eller sporbortfald.

Beregningen foregår ved empiriske modeller på baggrund af målinger af trafikafvikling ved danske til- og frakørsler. Modellerne er udviklet med fokus på forholdsvis trafikerede situationer, og derfor

- *anbefales modellerne ikke anvendt i tilfælde, hvor intensiteten af rampetrafikken er under ca. 200 køretøjer/time, eller hvor intensiteten af den gennemkørende motorvejstrafik er under ca. 1000 køretøjer/time.*

Metoden til beregning af kapacitet og serviceniveau for til- og frakørsler er beskrevet i afsnit 7.4. De indgående modeller forudsætter for motorveje, at

- *en tilkørsel er beliggende mindst 1,3 km opstrøms den efterfølgende rampetilslutning, og tilsvarende at en frakørsel er beliggende mindst 1,3 km nedstrøms den foregående rampetilslutning. For andre veje skal disse afstande mindst være 0,4 km.*

Hvis afstandskravene opfyldes, kan man analysere tilkørsel, frakørsel og den mellemliggende strækning hver for sig ved hjælp af anvisningerne i denne vejregel.

Hvis afstanden mellem til- og frakørsler er mindre end ovenstående værdier, kan vilkårene for trafikafviklingen være mere kritiske. Dette skyldes, at til- og frakørende trafik kan påvirke hinanden, og at trafikanter kan have vanskeligere ved at orientere sig som følge af kort afstand mellem tavler med vejvisning. Der foreligger ikke i denne vejregel en vejledning for tilfælde med kortere afstande. I praksis bør man i sådanne tilfælde tage udgangspunkt i en analyse af hver af de tre elementer, tilkørslen, frakørslen og den mellemliggende strækning, og vurdere resultatet med en ekstra sikkerhed mod overbelastning. En nøjere analyse af mere komplekse situationer med tætliggende rampetilslutninger og virkningen ved sportilføjelser eller –bortfald kan i nogle tilfælde gennemføres ved udenlandske

modeller, fx modeller beskrevet i Highway Capacity Manual fra Transportation Research Board, eller ved brug af mikrosimuleringsmodeller. I begge tilfælde skal man dog vurdere om dansk trafikantadfærd afspejles i tilstrækkelig grad i modellen.

## 7.2 Databehov og resultat af kapacitetsberegning for flettestrækning

For at kunne foretage en kapacitetsberegning af en flettestrækning ved separat til- eller frakørsel kræves kendskab til:

1. Flettestrækningens længde (gælder kun separat tilkørsel).
2. Antallet af spor på flette- eller vekselsestrækningen:
  - Antal spor på gennemgående vej.
  - Antal spor på rampen.
3. Andre vejdata:
  - Køresporbredde og fri sidebredde (se afsnit 3.3.3) for gennemgående kørebane.
  - Køresporbredde og fri sidebredde (se afsnit 3.3.3) for rampe.
4. Trafikmængder:
  - Trafikintensitet i køretøjer i beregningsperioden ( $ktj/T$ ) samt den procentvise andel store køretøjer type a og b (se afsnit 3.3.3) på den gennemgående kørebane før en tilkørsel og efter en frakørsel.
  - Trafikintensitet i køretøjer i beregningsperioden ( $ktj/T$ ) samt den procentvise andel store køretøjer type a og b (se afsnit 3.3.3), som kører på rampen.
5. Hastighed for personbiler i situationer med lav trafikbelastning, "den fri hastighed":
  - Den frie hastighed på den gennemgående vej ved flettestrækningen.
  - Den frie hastighed på rampen umiddelbart før sammenløbet med den gennemgående vej, hvis det er en tilkørsel, eller umiddelbart efter forgreningen fra den gennemgående vej, hvis det er en frakørsel.

Der gennemføres en kapacitetsberegning af den gennemgående vej og rampen, og det kontrolleres, at de specificerede trafikmængder ikke overstiger den beregnede kapacitet af de indgående vejelementer. Hvis dette er tilfældet for ét eller flere af vejelementerne, foretages ikke yderligere beregninger. Hvis kapaciteten derimod er tilstrækkelig til at afvikle trafikken, beregnes *serviceniveauparametrene*

- strækningsmiddelhastighed for personbiler, og
- densitet (trafiktæthed) i personbilenheder pr. kilometer kørespor.

Beregningsperioden gennemføres for en fastlagt *beregningsperiode T*. Beregningsperioden kan fx være en spidstime, et spidskvarter eller et andet tidsinterval, for hvilken analysen skal gælde. For at resultatet af kapacitetsberegningen skal være repræsentativt, fordres det dog, at der ikke i løbet af beregningsperioden sker større systematiske ændringer i nogen trafikstrøms intensitet.

### 7.3 Opbygning af vejledning til kapacitetsberegning af flettestrækning

Vejledningen til kapacitetsberegning af en flettestrækning er bygget op omkring skema **Flettestrækning**. Skemaet udfyldes af brugeren efterhånden, som analysen skrider frem.

I skemaets øverste del er der gjort plads til identifikation af den aktuelle strækning og en angivelse af tidspunktet og længden af beregningsperioden.

### 7.4 Procedure til kapacitetsberegning af flettestrækning i separat til- eller frakørsel

Ved beregning for til- eller frakørsler betragtes til- eller frakørselsens såkaldte *influensområde*, der er en distance på 450 meter efter konvergenssnittet i tilkørsel og 450 meter før divergenssnittet i frakørsel, se fig. 7.1. Hvis der er flere end to kørespor på den gennemgående kørebane, antages influensområdet kun at omfatte højre spor og midtersporet, her betegnet hhv. spor 1 og 2. Det er specielt i influensområdet, at trafikafviklingen påvirkes af til- eller frakørselsrampens tilslutning til motorvejen, og det er derfor serviceniveauet i til- eller frakørselsens influensområdet, der skal beregnes.

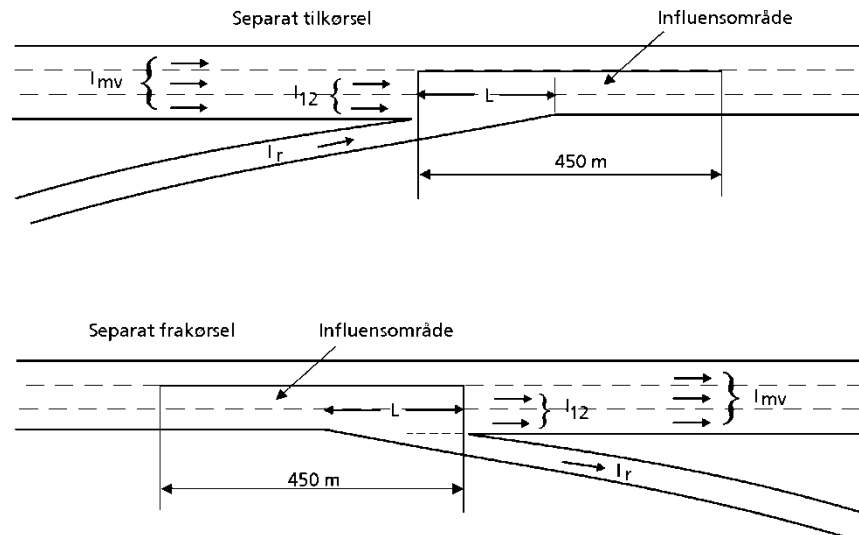


Fig. 7.1. Skitse af til- og frakørsers influensområde

Proceduren til beregning af kapaciteten af flettestrækning i forbindelse med en separat til- eller frakørsel kan inddeles i tre sekvenser. Første sekvens består i at fastsætte trafikstrømmenes intensitet. Den anden sekvens består i at fastsætte køresporenes kapacitet og undersøge, om der bliver trafiksammenbrud på flettestrækningen eller på rampen. Endelig består den tredje sekvens i at afgøre hastighedsniveauet og densiteten (trafiktætheden) for til- eller frakørsels influensområde i de tilfælde, hvor der ikke er trafiksammenbrud. Hastighedsniveauet og densiteten for tilfælde med trafiksammenbrud kan ikke beregnes med den foreliggende model.

Der benyttes i denne vejledning følgende betegnelser:

$a_{12}$	Andelen af gennemgående trafik i spor 1 og 2 (gennemgående vejs højre spor og sporet til venstre for dette)
$b_{mv}$	Korrektionsfaktor til kapacitet for køresporsbredde og fri sidebredde for gennemgående kørebane
$b_r$	Korrektionsfaktor til kapacitet for køresporsbredde og fri sidebredde for rampen
$D_{inf}$	Middeltrafiktætheden (densiteten) i influensområdet, pe/km/spor
$I_{12}$	Gennemgående trafikintensitet i spor 1 og 2, pe/time
$I_{mv,k}$	Trafikintensitet på gennemgående kørebane i ktj/T før <i>tilkørsel</i> og efter <i>frakørsel</i>
$I_{mv}$	Trafikintensitet på gennemgående kørebane i pe/time før <i>tilkørsel</i> og efter <i>frakørsel</i>
$I_{r,k}$	Trafikintensitet på rampe i ktj/T
$I_r$	Trafikintensitet på rampe i pe/time
$L$	Længde af flette-/kilestrækning, meter
$N_{12}$	Kapacitet af kørespor 1 og 2 tilsammen, pe/time
$G$	Grundlæggende kapacitet af kørebane, pe/time
$N_r$	Kapacitet af rampe, pe/time

$n_{mv}$	Antal spor ialt på gennemgående kørebane
$n_r$	Antal spor på rampe
$p_{inf}$	Andel store køretøjer i influensområdet
$p_{mv,a/b}$	Andel store køretøjer type a/b på gennemgående kørebane
$p_{r,a/b}$	Andel store køretøjer type a/b på rampe
$T$	Beregningsperioden i sek
$V_{F,mv}$	Personbilers fri hastighed på gennemgående kørebane, km/t
$V_{F,r}$	Personbilers fri hastighed på rampe nær tilslutningspunkt, km/t
$V_{inf}$	Middelstrækningshastigheden i influensområdet, km/t
$\mathcal{A}E_{mv,a/b}$	Personbilækvivalent for store køretøjer type a/b på gennemgående kørebane
$\mathcal{A}E_{r,a/b}$	Personbilækvivalent for store køretøjer type a/b på rampe

## 7.4.1 Trafikmængder

Beregningen gennemføres for en fastlagt beregningsperiode  $T$  med udgangspunkt i gennemkørende trafik på gennemgående vej og trafik på rampen.

- I kolonnen  $I_{mv,k}$  anføres den samlede trafikmængde på den gennemgående kørebane umiddelbart opstrøms tilkørselsrampen eller umiddelbart nedstrøms frakørselsrampen. Trafikmængden angives i enheden køretøjer i beregningsperioden (ktj/ $T$ ). Hvis denne trafik svarer til en trafikintensitet på mindre end 1000 ktj/time, anbefales det ikke at anvende modellerne i dette afsnit.
- I kolonnen  $I_{r,k}$  anføres trafikintensiteten i ktj/ $T$  for til- eller frakørselsrampen. Hvis denne trafik svarer til en trafikintensitet på mindre end 200 ktj/time, anbefales det ikke at anvende modellerne i dette afsnit.

Trafikintensiteterne omregnes nu til personbilenheder pr. time (pe/time) for den gennemgående kørebane og for rampen:

$$I_{mv} = (3600/T) I_{mv,k} (1 + p_{mv,a} (\mathcal{A}E_{mv,a} - 1) + p_{mv,b} (\mathcal{A}E_{mv,b} - 1))$$

$$I_r = (3600/T) I_{r,k} (1 + p_{r,a} (\mathcal{A}E_{r,a} - 1) + p_{r,b} (\mathcal{A}E_{r,b} - 1))$$

Til omregningen anvendes personbilækvivalenter  $\mathcal{A}E_{mv,a}$  etc. som ud fra antal spor og stigningskategori aflæses i tabel 3.4 og tabel 3.5 i afsnit 3.3.3.  $p_{mv,a}$  etc. er andele af store køretøjer type a og b på gennemgående kørebane og rampe.

- I kolonnerne  $I_{mv}$  og  $I_r$  anføres de beregnede trafikmængder i pe/time for gennemgående kørebane og for rampen.

### Eksempel 7.1

Der betragtes en *tilkørsel* på en motorvej med tre spor i den betragtede retning. Ved tilkørslen er der en gennemgående trafik på 3600 køretøjer/time og en trafik

på tilkørselsrampen på 400 køretøjer pr. time. Den gennemgående trafik består af 4% store køretøjer type a og 8% store køretøjer type b. Tilsvarende tal for rampen er 5% og 5%. Stigningskategorien for motorvejens gennemgående kørespor er II og for rampen I.

Beregningsperioden er 1 time, dvs.  $T = 3600$  sek, og der indregnes en spidstimefaktor på 0,90.

De dimensionerende trafikintensiteter bliver

$$I_{mv,k} = 3600/0,9 = 4000 \text{ ktj}/T$$

$$I_{r,k} = 400/0,9 = 500 \text{ ktj}/T$$

Personbilækvivalenterne findes

$$\bar{A}_{mv,a} = 3,0 \text{ og } \bar{A}_{mv,b} = 4,0 \text{ (tabel 3.5 og stign.kat. II);}$$

$$\bar{A}_{r,a} = 2,5 \text{ og } \bar{A}_{r,b} = 3,0 \text{ (tabel 3.4 og stign.kat. I);}$$

Med følgende procenter for store køretøjer på gennemgående vej og rampe:

$$p_{mv,a} = 4\%; p_{mv,b} = 8\%; p_{r,a} = 5\%; p_{r,b} = 5\%$$

beregnes trafikken i personbilenheder/time:

$$I_{mv} = (3600/T) I_{mv,k} (1 + p_{mv,a} (\bar{A}_{mv,a} - 1) + p_{mv,b} (\bar{A}_{mv,b} - 1)) \\ = (3600/3600) 4000 (1 + 0,04(3-1) + 0,08(4-1)) = 5280 \text{ pe/time}$$

$$I_r = (3600/T) I_{r,k} (1 + p_{r,a} (\bar{A}_{r,a} - 1) + p_{r,b} (\bar{A}_{r,b} - 1)) \\ = (3600/3600) 500 (1 + 0,05(2,5-1) + 0,05(3-1)) = 588 \text{ pe/time}$$

Samme resultater vil opnås ved beregning for *frakørsel*, hvor den gennemgående trafik og rampetrafikken er som ovenfor.

## 7.4.2 Andelen af trafik i spor 1 og 2

Det er især den gennemgående trafik i pågældende retnings højre spor (her betegnet spor 1) og sporet til venstre for højre spor (her betegnet spor 2), at trafikanterne påvirkes af til- eller frakørende trafik flettemåner. Derfor skal det fastsættes, hvor stor en del,  $a_{12}$ , af den gennemgående trafik, der vil befinde sig i disse spor.

Hvis antal spor på gennemgående kørebane,  $n_{mv}$ , er 2, så er for både til- og frakørsel:

$$a_{12} = 1,00$$

I tilfælde med tre kørespor på gennemgående kørebane er udtryk for  $a_{12}$  fundet ved målinger. For *tilkørsel*, hvor antal spor på gennemgående kørebane,  $n_{mv}$ , er 3, anvendes følgende udtryk:

$$a_{12} = 1,00 - 0,0315 (I_r/1000) + 0,00597 (I_{mv}/1000)^2 - 0,0936 (I_{mv}/1000)$$

For *frakørsel*, hvor antal spor på gennemgående kørebane,  $n_{mv}$ , er 3, beregnes  $a_{12}$  ved:

$$a_{12} = 1,00 - 0,0486 (I_r/1000) + 0,00755 ((I_{mv}+I_r)/1000)^2 \\ - 0,1073 ((I_{mv}+I_r)/1000)$$

Faktoren  $a_{12}$  kan også ses af diagrammet figur 7.2, hvor der er tegnet kurver for rampetrafik på 200, 500 og 800 pe/time for til- og frakørselsrampe.



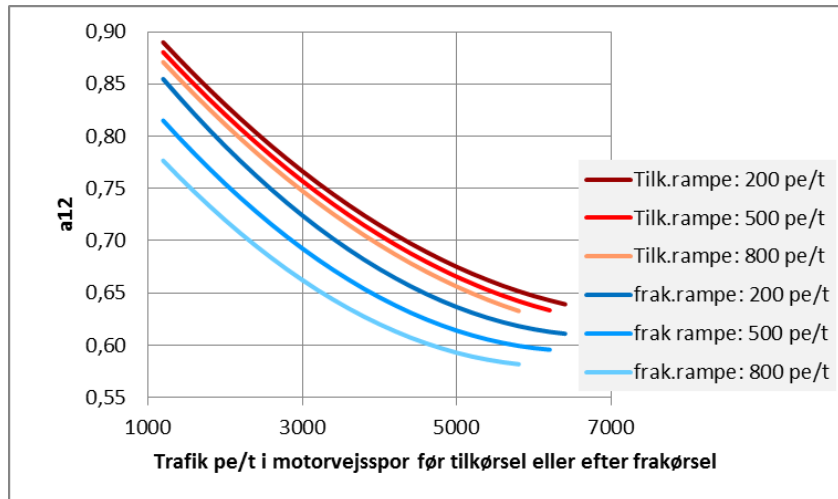


Fig. 7.2. Andelen  $a_{12}$  af trafik i højre- og midterspor ved tre spor ved til- og frakørsel og med rampetrafik på 200, 500 og 800 pe/time

- Den beregnede eller aflæste værdi for  $a_{12}$  indsættes i skemaet.

Den gennemgående trafik i spor 1+2,  $I_{12}$ , bliver derfor:

$$I_{12} = a_{12} \cdot I_{mv}$$

- Trafikken i spor 1 og 2 tilsammen,  $I_{12}$ , i pe/time indsættes i skemaet.

#### Eksempel 7.2

For *tilkørslen* i eksempel 7.1 med tre spor på gennemgående vej og 1 spor på rampen beregnes andelen af trafik,  $a_{12}$ , i spor 1 og 2 tilsammen:

$$a_{12} = 1,00 - 0,0315 (I_r/1000) + 0,00597 (I_{mv}/1000)^2 - 0,0936 (I_{mv}/1000) \\ = 1 - 0,0315 (588/1000) + 0,00597 (5280/1000)^2 - 0,0936 (5280/1000) = 0,654$$

Trafikintensiteten i spor 1 og 2 bliver derfor:

$$I_{12} = a_{12} \cdot I_{mv} = 0,654 \cdot 5280 = 3452 \text{ pe/time}$$

Hvis der i stedet er tale om en *frakørsel* med samme trafiktal og samme antal kørespor fås:

$$a_{12} = 1,00 - 0,0486 (I_r/1000) + 0,00755 ((I_{mv}+I_r)/1000)^2 - 0,1073 ((I_{mv}+I_r)/1000) \\ = 1 - 0,0486 (588/1000) + 0,00755 ((5280+588)/1000)^2 - 0,1073 \cdot ((5280+588)/1000) = 0,602,$$

hvorved trafikintensiteten i spor 1 og 2 beregnes til

$$I_{12} = a_{12} \cdot I_{mv} = 0,602 \cdot 5280 = 3177 \text{ pe/time}$$

### 7.4.3 Kapacitetsberegning af gennemgående kørespor

Kapaciteten af gennemgående kørebanespor 1 og 2 tilsammen er:

$$N_{12} = G \cdot b_{mv}$$

hvor  $G$  fastsættes som køresporenes grundlæggende kapacitet (afsnit 3.3.2 tabel 3.1, hvor værdien er 4400 for 2 spor), og  $b_{mv}$  bestemmes ud fra den aktuelle køresporsbredde og fri sidebredde som ved fri strækning, se tabel 3.2 eller 3.3 i afsnit 3.3.3.

- I kolonne Kapacitet, spor 1+2, anføres den beregnede værdi for  $N_{12}$ .

Ved anvendelse af trafikintensiteter, der er fundet i afsnit 7.4.1 og 7.4.2, bestemmes, om trafikken kan afvikles i til- eller frakørsels influensområde. Hvis:

$$I_{12} + I_r > N_{12},$$

så bliver der trafiksammenbrud i til- eller frakørsels influensområde.

- I kolonnen Kørebane, sammenbrud? anføres Ja/Nej afhængigt af kapacitetsberegningens udfald.

#### Eksempel 7.3

Den gennemgående vej har i den betragtede retning tre kørespor, der hver har bredden 3,25 m. Den fri sidebredde er ca. 1,2 m i den ene side, mens der ikke er restriktioner i den anden side.

Der gennemføres nu en kapacitetsberegning for de gennemgående kørespor for *tilkørslen* med trafik som eksempel 7.1 og 7.2.

Kapaciteten af spor 1 og 2 efter tilkørslen beregnes:

$$N_{12} = G \cdot b_{mv} = 4400 \cdot 0,94 = 4136 \text{ pe/time}$$

idet  $b_{mv} = 0,94$  (tabel 3.3 for ksp.bredde 3,25 og fri sidebredde 1,20 i ene side). Den beregnede kapacitet sammenholdes med trafikintensiteten, se eksempel 7.1 og 7.2:

$$I_{12} + I_r = 3452 + 588 = 4040 < N_{12} = 4136, \text{ dvs. der bliver ikke sammenbrud.}$$

Tilsvarende beregning for spor 1 og 2 før en *frakørsel* giver samme kapacitet som ovenfor, som sammenholdes med trafikken jf. eksempel 7.1 og 7.2:

$$I_{12} + I_r = 3177 + 588 = 3765 < N_{12} = 4136, \text{ dvs. der bliver ikke sammenbrud.}$$

## 7.4.4 Kapacitetsberegning af rampe

Det undersøges, om kapaciteten af rampen er tilstrækkelig. Rampens kapacitet er:

$$N_r = G \cdot b_r,$$

hvor  $G$  fastsættes som køresporenes grundlæggende kapacitet iht. tabel 3.1 i afsnit 3.3.2. Typiske værdier for  $G$  er 1900 pe/time for en 1-spolet rampe (se teksten sidst i afsnit 3.3.2) og 4400 for 2 spor.  $b_r$  bestemmes ud fra den aktuelle køresporsbredde og fri sidebredde som ved fri strækning, se tabel 3.2 i afsnit 3.3.3.

- I kolonne Kapacitet, Rampe, anføres den beregnede  $N_r$ .

Ved anvendelse af trafikintensiteter, der er fundet i afsnit 7.4.1, bestemmes, om trafikken kan afvikles på rampen. Hvis:

$$I_r > N_r,$$

så bliver der trafiksammenbrud på rampen.

- I kolonnen Rampe, sammenbrud? anføres Ja/Nej afhængigt af kapacitetsberegningens udfald.

#### Eksempel 7.4

En 1-sporet rampe har en kørselsbredde på 3 meter og fri sidebredde på 0,6 meter. Det skal undersøges, om rampen kan afvikle trafikken fra eksempel 7.1.

Da antal spor på rampen,  $n_r = 1$ , er  $N_r = 1900 \cdot b_r = 1900 \cdot 0,81 = 1539$  pe/time idet  $b_r = 0,81$  (tabel 3.2 for ksp.bredde 3,00 og fri sidebredde 0,60).

$I_r = 588 < N_r = 1539$ , dvs. der bliver ikke sammenbrud.

### 7.4.5 Middelstrækningshastigheden i influensområdet, $V_{inf}$

Hvis det i afsnit 7.4.3 eller 7.4.4 blev beregnet, at der vil være trafiksammenbrud i spor 1 og 2 eller på rampen, foretages ikke beregning af middelstrækningshastigheden i influensområdet,  $V_{inf}$ . I modsat fald beregnes  $V_{inf}$  på grundlag af den fri hastighed,  $V_{F,mv}$  og  $V_{F,r}$ , for gennemgående kørebane og for rampen tæt ved fletteområdet.

- Den fri hastighed, dvs. hastigheden, der er målt eller vurderes at være tilfældet ved lav trafikbelastning for gennemgående kørebane tæt ved fletteområdet og for rampen umiddelbart før indkørsel i fletteområdet, indsættes i kolonnerne Kørebane  $V_{F,mv}$  og Rampe  $V_{F,r}$ .

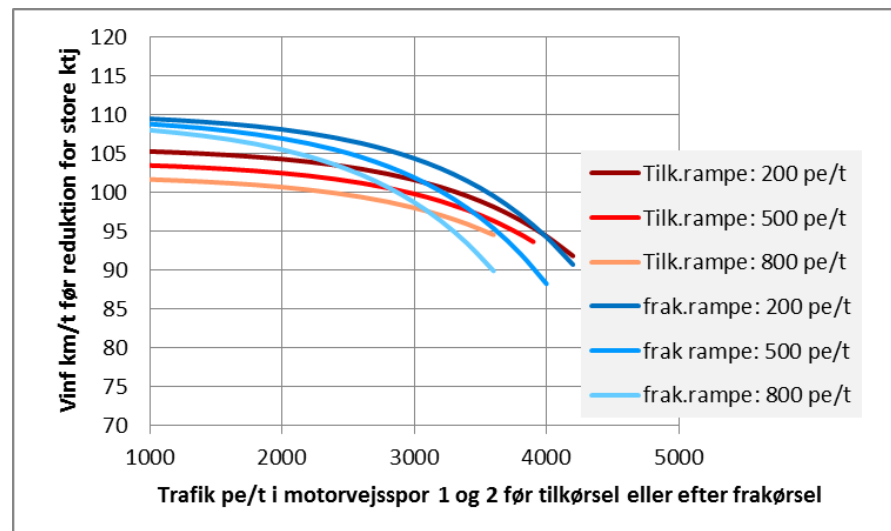


Fig. 7.3.  $V_{inf}$  for til- og frakørsel ved rampetrafik på 200, 500 og 800 pe/time og varierende trafikintensitet på gennemgående kørespor 1+2 på motorvej, før reduktion for store køretøjer

I første omgang forudsættes, at der ikke er store køretøjer tilstede i influensområdet. Der beregnes herved et estimat for middelstrækningshastigheden for personbiler i influensområdet for *tilkørsel*:

$$V_{inf} = 66,3 + 0,37 V_{F,mv} - 0,21 \cdot \exp(I_{12}/1000) - 0,20(V_{F,mv} - V_{F,r}) \cdot (I_r/1000)$$

og for *frakørsel*:

$$V_{inf} = -53,4 + 1,49 V_{F,mv} - 0,24 \cdot \exp((I_{12} + I_r)/1000) - 1,35 \cdot (I_r/1000)$$

For rampetrafikintensitet på 500 pe/time er disse funktioner optegnet i figur 7.3.

Den beregnede hastighed korrigeres herefter for andelen af store køretøjer i influensområdet. Andelen af store køretøjer i influensområdet,  $p_{inf}$ , beregnes ved:

$$p_{inf} = \frac{p_{mv} \cdot I_{mv,k} + p_r \cdot I_{r,k}}{a_{12} \cdot I_{mv,k} + I_{r,k}}$$

idet det antages, at alle store køretøjer kører i spor 1 eller 2, og hvor

$$p_{mv} = p_{mv,a} + p_{mv,b} \quad \text{og} \quad p_r = p_{r,a} + p_{r,b}$$

- Andelen af store køretøjer i influensområdet,  $p_{inf}$ , anføres i beregningskemaet.

For *tilkørsel* reduceres  $V_{inf}$  med

$$20 \cdot p_{inf} \quad (\text{med } p_{inf} \text{ som decimaltal}).$$

For *frakørsel* reduceres  $V_{inf}$  med

$$34 \cdot p_{inf} - 0,05 \quad (\text{med } p_{inf} \text{ som decimaltal}).$$

- Den reducerede  $V_{inf}$  anføres på beregningskemaet i kolonnen Faktisk hastighed,  $V_{inf}$ .

#### Eksempel 7.5

For *tilkørslen* fra eksempel 7.1 til 7.4 beregnes middelstrækningshastigheden i tilkørselens influensområde:

$$V_{inf} = 66,3 + 0,37 V_{F,mv} - 0,21 \cdot \exp(I_{12}/1000) - 0,20(V_{F,mv} - V_{F,r}) \cdot (I_r/1000) \\ = 66,3 + 0,37 \cdot 110 - 0,21 \exp(3452/1000) - 0,20(110 - 80)(588/1000) = 96,84 \text{ km/t}$$

Den beregnede  $V_{inf}$  korrigeres for andel store køretøjer i influensområdet:

$$p_{mv} = p_{mv,a} + p_{mv,b} = 4 + 8 = 12\% \quad \text{og} \quad p_r = p_{r,a} + p_{r,b} = 5 + 5 = 10\% \\ p_{inf} = (0,12 \cdot 4000 + 0,10 \cdot 500) / (0,654 \cdot 4000 + 500) = 0,170$$

Herved kan estimeres middelstrækningshastigheden i influensområdet for tilkørslen:

$$V_{inf} = 96,84 - 20 \cdot p_{inf} = 96,84 - 20 \cdot 0,170 = 93,4 \text{ km/t}$$

For en *frakørsel* fås tilsvarende:

$$V_{inf} = -53,4 + 1,49 V_{F,mv} - 0,24 \cdot \exp((I_{12} + I_r)/1000) - 1,35 \cdot (I_r/1000)$$

$$= -53,4 + 1,49 \cdot 110 - 0,24 \exp((3177 + 588)/1000) - 1,35(588/1000) = 99,34 \text{ km/t}$$

$$\rho_{mv} = \rho_{mv,a} + \rho_{mv,b} = 4 + 8 = 12\% \text{ og } \rho_r = \rho_{r,a} + \rho_{r,b} = 5 + 5 = 10\%$$

$$\rho_{inf} = (0,12 \cdot 4000 + 0,10 \cdot 500) / (0,602 \cdot 4000 + 500) = 0,182$$

$$V_{inf} = 99,34 - 34 \cdot \rho_{inf} - 0,05 = 99,34 - 34 \cdot 0,182 - 0,05 = 93,2 \text{ km/t}$$

## 7.4.6 Middeldensiteten, $D_{inf}$ , i influensområdet

Hvis det i afsnit 7.4.3 eller 7.4.4 blev beregnet, at der vil være trafiksammenbrud i spor 1 og 2 eller på rampen, foretages ikke beregning af  $D_{inf}$ . I modsat fald beregnes middeldensiteten i influensområdet ved *tilkørsel*:

$$D_{inf} = 1,338 + 0,00675 I_r + 0,00455 I_{12} - 0,0098 L$$

og ved *frakørsel*:

$$D_{inf} = -0,81 + 0,005 (I_{12} + I_r)$$

For rampetraffic på 500 pe/time er værdier af  $D_{inf}$  for til- og frakørsel og for forskellige trafikintensiteter for den gennemgående motorvejstrafik vist på fig. 7.4.

- Den beregnede densitet i influensområdet,  $D_{inf}$ , anføres på beregningskemaet.

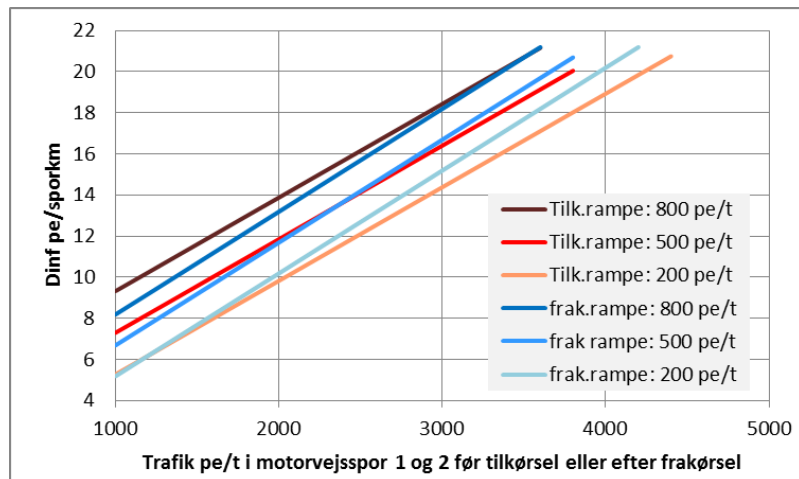


Fig. 7.4.  $D_{inf}$  ved rampetraffic på 200, 500 og 800 pe/time og varierende trafikintensitet på gennemgående kørespor 1+2 på motorvej

### Eksempel 7.6

For *tilkørslen* beskrevet i eksempel 7.1 og 7.2 gælder endvidere, at kilelængden mellem rampe og de gennemgående kørespor  $L = 200$  m. Herved kan middeldensiteten i influensområdet beregnes:

$$D_{inf} = 1,338 + 0,00675 I_r + 0,00455 I_{12} - 0,0098 L$$

$$= 1,338 + 0,00675 \cdot 588 + 0,00455 \cdot 3452 - 0,0098 \cdot 200 = 19,05 \text{ pe/sporkm}$$

For *frakørslen* eksempel 7.1 og 7.2 beregnes tilsvarende:

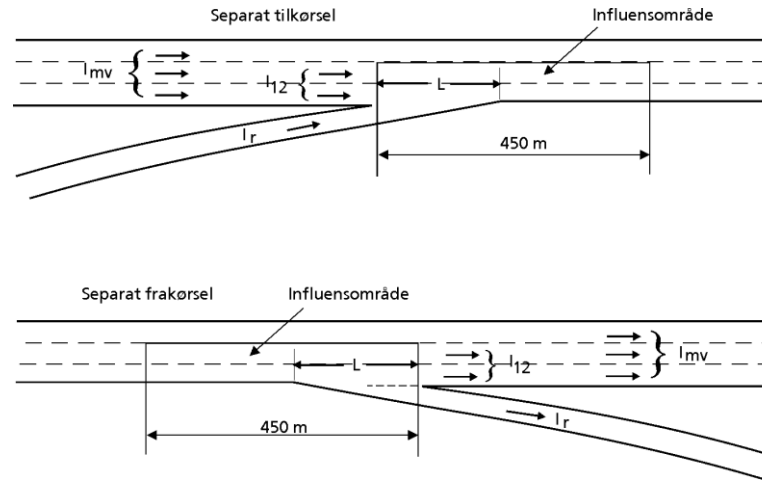
$$D_{inf} = -0,81 + 0,005 \cdot (I_{12} + I_r)$$

$$= -0,81 + 0,005 \cdot (3177 + 588) = 18,02 \text{ pe/sporkm}$$

### Separat til- og frakørsel

Beregning af kapaciteten i rampetilslutningens influensområde

Lokalitet: \_\_\_\_\_ Periode: \_\_\_\_\_ Beregningsperiodens længde  $T$ : \_\_\_\_\_ sek



Trafikmængder					Faktisk kapacitet		Sammenbrud ?		
$I_{mv,k}$ køre- tøjer/ $T$ pkt. 7.4.1	$I_{mv}$ pe/ time pkt. 7.4.1	$I_{r,k}$ ktj/ $T$ pkt. 7.4.1	$I_r$ pe/ time pkt. 7.4.1	$a_{12}$ pkt. 7.4.2	$I_{12}$ pe/ time pkt. 7.4.2	Spor 1 og 2 $N_{12}$ pe/time pkt. 7.4.3	Rampe $N_r$ pe/time pkt. 7.4.4	Kørebane spor 1+2 (ja/nej) pkt. 7.4.3	Rampe (ja/nej) pkt. 7.4.4

Rampetilslutningens influensområde				
Fri hastighed gng. kørebane $V_{F,mv}$ km/t pkt. 7.4.5	Fri hastighed rampe $V_{F,r}$ km/t pkt. 7.4.5	Andel store ktj i influensområde $p_{inf}$ (decimal- tal) pkt. 7.4.5	Beregnet ha- stighed i infl. omr. $V_{inf}$ km/t pkt. 7.4.5	Beregnet den- sitet i infl. omr. $D_{inf}$ pe/sporkm pkt. 7.4.6

## 8. VEKSELSTRÆKNINGER

Der foreligger ikke i denne udgave vejledning i beregning af vekselstrækninger.





## 9. TRAFIKAFVIKLING VED VEJARBEJDER

### 9.1 Indledning

I dette afsnit beskrives metoder til beregning af konsekvenser for trafikafviklingen, når der udføres arbejder på en vej.

Der vil næsten altid opstå ulemper for trafikken, når der arbejdes på vejen. Gennemførelse af vejarbejdet med særlig opmærksomhed på en hensigtsmæssig trafikafvikling kan imidlertid reducere trafikantgenerne og give trafikanterne bedre forståelse og accept af forholdene. Derfor bør man i planlægningen af et vejarbejde gennemregne konsekvenser for trafikafviklingen og eventuelt vurdere forskellige måder at udføre vejarbejdet og afvikle trafikken på.

Grundlaget for at kunne vurdere et vejarbejdes konsekvenser for trafikanterne er dels kendskab til trafikens omfang og dels til kapaciteten ved afvikling af trafikken forbi vejarbejdet.

Med hensyn til kapaciteten er der i tidens løb gennemført målinger af kapacitet ved vejarbejder, og resultatet af disse målinger indgår i dette kapitel. Der er dog stadig områder, hvor datamaterialet er beskedent, og der er i mange tilfælde konstateret en stor variation i målt kapacitet, selv om forholdene på vejen tilsyneladende er ens. Derfor vil der altid være nogen usikkerhed knyttet til den beregnede kapacitet, og der er stadig behov for supplerung af viden om kapacitetsforhold ved vejarbejder.

Den beregnede kapacitet skal relateres til trafiktilstrømningen til arbejdsstrækningen. Trafikken, der berøres af vejarbejdet, afhænger af tidspunktet på året, hvilke ugedage, og om de særlige forhold for trafikken gælder alle døgnets timer, eller kun nogle timer, fx dagtimer eller timer uden for myldretiden etc. Den forventede trafikbelastning af arbejdsstrækningen må forsøges estimeret ud fra foreliggende tællinger eller anden vurdering af trafikintensiteten. Hvis der ikke foreligger et rimeligt datamateriale til belysning af trafikintensiteten, bør det overvejes at gennemføre en tælling af de trafikstrømme, som arbejdet kommer til at påvirke.

Ved at sammenholde beregnet kapacitet og trafiktilstrømning kan det vurderes, om kapaciteten er tilstrækkelig, - og i modsat fald kan den gennemsnitlige forsinkelse pr. køretøj og den totale forsinkelse for trafikken pr. dag opgøres. Ved vurdering af løsningen for trafikafviklingen bør dog også inddrages andre forhold end de direkte omkostninger ved vejarbejdet og trafikantgenerne, bl.a. økonomiske begrænsninger og ikke mindst trafiksikkerhed, arbejdsmiljø og vejens naboer. Denne håndbog omhandler kun de kapacitets- og trafikmæssige forhold.

Ved større vejarbejder kan det overvejes at anvende en form for trafikledelse til styring af trafikken mod og forbi arbejdsstrækningen. Trafikledelse

se er imidlertid ofte kostbart at gennemføre og er derfor hovedsagelig relevant for de store vejarbejder. Der vil ikke i det følgende specifikt blive behandlet tiltag omkring trafikledelse ved vejarbejder.

## 9.2 Trafikafvikling ved vejarbejde





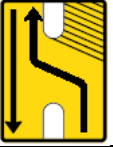


Ved tilrettelæggelse af vejarbejdet skal der skabes et arbejdsareal på vejen, og samtidig skal trafikafviklingen forbi arbejdsstedet muliggøres. Det kan her overvejes at skaffe et nyt kørebaneareal ved at befæste rabatter eller inddrage nødspor til kørebane. Pladsbehovet for trafikken kan reduceres ved indsnævning af køresporsbredde eller reduktion i antal kørespor. I visse tilfælde kan arbejdsarealet tilvejebringes ved, at trafikken helt fjernes fra kørebanen ved overledning til kørebanen for modsatte retning eller omlodning ad alternativ rute. De mest almindelige muligheder for at afvikle trafikken og de umiddelbare konsekvenser for trafikafviklingen er vist i tabel 9.1.


### 9.2.1 Konsekvens for kapacitet og fremkommelighed

Med hensyn til omfanget af trafikantgener gælder som hovedregel, at hvis trafikken mod arbejdsstrækningen altid er mindre end strækningens kapacitet, så vil forsinkelserne ved vejarbejdet normalt være forholdsvis begrænsede. Hvis der derimod periodevist kører flere biler mod arbejdsstrækningen end dennes kapacitet, så kan der opstå meget betydelige forsinkelser, og trafikantomkostningerne kan herved blive særlig store. Kapaciteten af strækningen forbi stedet med vejarbejdet er derfor en nøglefaktor i vurdering af trafikantgenerne.

Ved skabelse af plads til et vejarbejde vil reduktion i antal kørespor altid give en stor nedsættelse af kapaciteten. Smalle kørespor og forsatte kørespor giver en mindre kapacitetsreduktion. Lukning af vejen med vejarbejdet og etablering af en omkørselsrute vil ofte medføre en betydelig reduktion i kapacitet og stor forsinkelse, men det afhænger naturligvis af den aktuelle omkørselsrute og omfanget af eksisterende trafik på omkørselsruten.

Ved sporreduktion betyder arbejdsstrækningens længde mest for kapacitet og forsinkelse på 2-sporede veje, hvor der herved kun er ét spor til rådighed for trafik i begge retninger. Men der ses også i andre situationer en effekt af vejarbejdsstrækningens længde, hvor der viser sig en mindre kapacitet ved lange end ved korte strækninger. Endvidere kan en lang arbejdsstrækning skabe større sårbarhed for trafikafviklingen, hvis der ikke er plads til at skaffe havarede køretøjer væk fra køresporet.

Foranstaltning	Konsekvens ved 2-sporet vej	Konsekvens ved vej med 4 spor eller flere
<p>Reduceret køresporsbredde</p> 	<p>Af hensyn til store køretøjer bør køresporsbredden være mindst 3 m. Konsekvensen for trafikken vil typisk være lidt reduceret kapacitet og lidt forøget køretid p.gr.a. en indført hastighedsbegrænsning</p>	<p>Køresporsbredden for højre spor kan reduceres til min. 2,9 m og venstre-/midterspor til min. 2,5 m. Konsekvensen for trafikken vil være lidt reduceret kapacitet og lidt forøget rejsetid hovedsagelig som følge af hastighedsbegrænsning</p>
<p>Reduktion i antal kørespor</p>   	<p>Medfører at trafik i to retninger afvikles i ét spor. Regulering ved kort og mindre trafikeret strækning kan ske ved at opsætte tavler B18, Hold tilbage for modkørende, og B19, Modkørende færdsel skal holde tilbage. Ved længere eller mere trafikeret strækning anvendes signalregulering. I begge tilfælde er der tale om en betydelig kapacitetsreduktion, og trafikanter kan påføres en mærkbar forsinkelse.</p>	<p>Vognbaneforløb ved sammenfletning eller ved vognbaneskift. Kapaciteten reduceres betydeligt. Køretiden forøges lidt fordi der typisk er fastsat hastighedsbegrænsning og overhalingsforbud på strækningen. Ved stor trafikbelastning kan der opstå kø før strækningen med reduceret antal kørespor, og i dette tilfælde opstår en betydelig forsinkelse.</p>
<p>Hastighedsdæmpende overledning af kørespor til kørebanen for modsatte retning</p> 	<p>- ikke relevant -</p>	<p>Udover effekten af evt. reduceret køresporsbredde og reduktion i antal kørespor må påregnes en kapacitetsreduktion p.gr.a. selve overledningen. Reduktionens størrelse afhænger af overledningens udformning, idet specielt store køretøjer forbruger megen kapacitet ved en snæver overledning. En løsning med overledning har også betydning for trafik i modsatte retning.</p>
<p>Dynamisk overledning af kørespor til modsat retning. Vognbredde begrænset til 2,0m i spor 2 og spor 3.</p>	<p>-ikke relevant -</p>	<p>Hvis horisontalkurven udføres som s-kurve, jfr. Manual for trafikafviklingsplaner for motorvejsudvidelsesarbejder, vil der ikke være en kapacitetsreduktion</p>
<p>Fartdæmpende forsætning af kørespor</p> 	<p>Tilladt hastighed vil typisk være reduceret, hvilket medfører lidt forøget køretid. Der kan være tale om en mindre kapacitetsreduktion</p>	<p>Tilladt hastighed vil typisk være reduceret, og der vil normalt være overhalingsforbud, hvilket medfører lidt forøget køretid. Der vil være tale om en mindre kapacitetsreduktion.</p>
<p>Dynamisk forsætning af kørespor</p>	<p>Hvis horisontalkurven udføres som s-kurve, jfr. Håndbog for prioriterede vejkryds i åbent land, vil der ikke være kapacitetsreduktion</p>	<p>Hvis horisontalkurven udføres som s-kurve, jfr. Manual for trafikafviklingsplaner for motorvejsudvidelsesarbejder, vil der ikke være en kapacitetsreduktion. Vognbredde begrænset til 2,0m i spor 2 og spor 3.</p>
<p>Fartdæmpende interimsvej.</p> 	<p>Tilladt hastighed vil typisk være reduceret, hvilket medfører lidt forøget køretid. Der kan være tale om en mindre kapacitetsreduktion</p>	<p>-Ikke relevant -</p>

Dynamisk interimsvej	Hvis horisontalkurven udføres som s-kurve, jfr. Håndbog for prioriterede vejkryds i åbent land, vil der ikke være kapacitetsreduktion	Hvis horisontalkurven udføres som s-kurve, jfr. Manual for trafikafviklingsplaner for motorvejsudvidelsesarbejder, vil der ikke være en kapacitetsreduktion. Vognbredde begrænset til 2,0m i spor 2 og spor 3. Hvis der anvendes løbelys kan der være en lidt reduceret kapacitet.
Bortfald af nødspor	.- ikke relevant	Strækning uden nødspor er sårbar over for uheld og køretøjsnedbrud.
Omlodning til alternativ rute 	Afhængig af den alternative routes længde, standard og udformning (fx vedr. kryds) vil der være forøget køretid og ofte også reduceret kapacitet. Der skal tages højde for den alternative routes oprindelige trafik.	Kapaciteten vil typisk være stærkt reduceret. Køretiden vil afhænge af rutens beliggenhed og standard. Der skal tages højde for den alternative routes oprindelige trafik. Der skal herefter gennemføres en analyse af den alternative routes udformning vedr. kryds og strækninger, og justering i signalanlæg og afmærkning kan evt. komme på tale.

Tabel 9.1. Typiske former for trafikens vilkår i forbindelse med forskellige trafikale foranstaltninger ved vejarbejde

## 9.2.2 Grundlæggende kapacitetsreduktion ved vejarbejde

Der er erfaring for, at et vejarbejde medfører kapacitetsreduktion i forhold til en strækning med samme antal kørespor, sporbredde mv., men uden vejarbejdet. Dette skyldes specielt, at

- trafikafviklingen ved arbejdsstedet er anderledes end normalt og derfor kræver særlig koncentration for trafikanterne,
- der kan i forbindelse med arbejdet være opmærksomhedsskabende aktivitet nær kørebanen,
- der foretages arbejdskørsel på vejen,
- megen vejafmærkning kan være samlet på en kort strækning.

Danske og udenlandske undersøgelser eller erfaringer viser, at

- a. kapaciteten af motorvejsstrækninger med vejarbejde, hvor trafikken ikke omlodes til kørebanen for modsat retning eller ad omkørselsrute, er mellem 70 og 100% af den beregnede kapacitet for en tilsvarende strækning uden vejarbejde,
- b. der ved arbejdsstrækninger i forbindelse med længerevarende motorvejsudvidelsesarbejder er fundet en højere kapacitet end ved andre arbejder på motorvejen, og dette forhold er under nærmere analyse for tiden, og at
- c. trafikanter med tiden vænner sig til forholdene på en strækning med vejarbejde. Man kan regne med, at samme forhold for trafikken giver en gradvist bedre kapacitet med tiden, hvis der i høj grad er tale om trafikanter, der passerer strækningen hver dag, dvs. særligt hvis trafiktypen er bolig-arbejdsstedtrafik.

Kapaciteten for en strækning med vejarbejde er således iflg. pkt. a den normale kapacitet korrigeret med en faktor  $f_{arb}$  på mellem 0,7 og 1,0, hvis

der ikke er andre forhold end selve arbejdets tilstedeværelse, der er tilfældet ved vejarbejdet.

Som det fremgår af pkt. c bør man den første dag et vejarbejde finder sted anlægge en pessimistisk vurdering af kapaciteten, mens man efter en uge ofte kan sætte kapaciteten højere, eventuelt efter at have observeret trafikens afvikling den første tid.

### 9.2.3 Kødannelse i forbindelse med vejarbejde

Hvis kapaciteten ved vejarbejdet er lavere end den tilstrømmende trafikintensitet, kan trafikanterne ikke passere vejarbejdsstrækningen på det tidspunkt, de ankommer til stedet, og der dannes derfor en kø. Som beskrevet i afsnit 3.6.2 må kapaciteten efter at kødannelse er blevet en realitet, *køafviklingskapaciteten*, forventes at være mindre end kapaciteten da trafikken endnu flød frit, *den normale kapacitet*.

Hvis der ikke er erfaring for, hvor meget kapaciteten reduceres med ved kødannelse, og hvis kapaciteten for det aktuelle tilfælde ikke fremgår af efterfølgende tabel i afsnit 9.4, anbefales det at sætte køafviklingskapaciteten til den normale kapacitet multipliceret med en faktor på 0,95.

En for lav kapacitet i forhold til trafiktilstrømningen kan i princippet medføre meget store trafikantomkostninger i form af tabt tid, og køen kan eventuelt blive så lang, at den spærrer for opstrøms kryds eller til- og frakørsler. Derfor er det vigtigt at danne sig et skøn over omfanget af forsinkelser og kølængde. Dette kan gøres ved metoden, som er gennemgået i afsnit 3.6.2 om køberegning, se specielt eksempel 3.4.

### 9.2.4 Forsinkelse ved at trafikken afvikles langsommere end normalt

Der er næsten altid etableret hastighedsbegrænsning ved trafikens passage af et sted med vejarbejde. Udover et eventuelt tidstab som følge af stop eller kødannelse før indkørsel på vejarbejdsstrækningen, vil trafikanterne tabe tid som følge af, at arbejdsstrækningen passerer med en lavere hastighed end normalt for strækningen.

Hvis den normale hastighed på en  $L$  km lang strækning er  $v_{normal}$  km/t, og hastigheden ved passage af samme strækning med vejarbejde er  $v_{arb}$  km/t, bliver middelforsinkelsen i sekunder pr. bil:

$$t_f = 3600 \cdot L \cdot \left( \frac{1}{v_{arb}} - \frac{1}{v_{normal}} \right)$$

Den normale hastighed,  $v_{normal}$ , bør sættes til den hastighed, som man vurderer trafikanterne i gennemsnit gennemkører strækningen med, når

der ikke er vejarbejde, idet værdien dog ikke sættes over den tilladte hastighed. Hastigheden  $v_{arb}$  kan ofte sættes til den skilte hastighed på arbejdsstrækningen. Der er ikke i formlen taget hensyn til bremsning før og acceleration efter arbejdsstrækningen.

Hvis der for arbejdsstrækningen forekommer forskellige hastighedsbegrænsninger, kan man opdele strækningen i delstrækninger svarende til de enkelte hastighedsbegrænsninger. Endvidere skal man være opmærksom på, at specielt på motorveje vil forskellige køretøjstyper under de normale forhold køre med forskellig hastighed, og derfor må der ved en detaljeret analyse beregnes forsinkelse for hver af køretøjstyperne.

#### Eksempel 9.1

På en motorvej med tilladt hastighed 130 km/t, og er middelhastigheden for personbiler målt til 120 km/t. Der gennemføres nu vejarbejde på en 4 km lang strækning, og der er i denne forbindelse en skiltet hastighedsbegrænsning på 80 km/t. Der forventes ikke kapacitetsproblemer i forbindelse med vejarbejdet.

Personbilisternes middelforsinkelse som følge af vejarbejdet beregnes til:

$$t_f = 4 \left( \frac{1}{80} - \frac{1}{120} \right) \cdot 3600 = 60 \text{ sek/køretøj}$$

For lastbiler vil man kunne se bort fra forsinkelse, da disse køretøjer normalt højst må køre 80 km/t.

## 9.3 Fastsættelse af trafikken mod strækningen med vejarbejde

### 9.3.1 Trafikken i personbilenheder

For at undgå at tage stilling til trafikens aktuelle sammensætning kan trafikken og kapaciteten anføres i enheden personbilenheder,  $p_e$ . Dette svarer til en trafikbelastning, som kun består af personbiler. Andre køretøjstyper omregnes til et antal personbilenheder ved en vægtning, der afhænger af køretøjstypens forbrug af vejens kapacitet i forhold til kapacitetsforbruget for en almindelig personbil.

Køretøjerne deles op i personbiler, enkeltlastbiler/busser/biler med trailer og lastbiler med påhæng eller trailer. For den del af trafikken, der består af personbiler og små varebiler, tæller hvert køretøj som én personbilenhed. For *køretøjskategorien a* bestående af enkeltlastbiler, busser og biler med trailer og *kategorien b* af lastbiler med påhæng eller trailer aflæses personbilækvivalenten hhv.  $E_a$  og  $E_b$  i tabel 3.4 eller 3.5 i kapitel 3, og disse tal ganges på antallet af køretøjer af pågældende type:

$$I = I_{pv} + I_a \cdot E_a + I_b \cdot E_b, \text{ eller}$$

$$I = I_{kt}(1 + p_a(E_a - 1) + p_b(E_b - 1)),$$

hvor  $I$  er trafikintensiteten i personbilenheder i beregningsperioden  $T$ ,  $I_{kt}$  er trafikintensiteten i køretøjer/ $T$ ,  $I_{pv}$  intensiteten af person- og varebiler i beregningsperioden  $T$ ,  $I_a$  intensiteten af køretøjer type a pr.  $T$  og  $I_b$  intensiteten af køretøjer type b pr.  $T$ . Andelene  $p_a$  og  $p_b$  (decimtal) er de dele af det samlede antal køretøjer, der udgøres af køretøjer hhv. type a og b. Den første formel anvendes, hvis antallet af køretøjer pr. kategori kendes, og den anden formel hvis det samlede antal køretøjer samt andelen af køretøjer kategori a og b kendes.

#### Eksempel 9.2

En trafikstrøm på en 4-sporet motorvej uden nævneværdige stigninger består i en time af 1250 personbiler og små varebiler, 35 busser og enkelt-lastbiler (kategori a) samt 120 lastbiler med påhæng eller sættevogn (kategori b).

Personbilækvivalenten aflæses i afsnit 3.3.3 tabel 3.5 til 1,8 for busser og enkelt-lastbiler (kategori a), og til 2,5 for lastbiler med påhæng/sættevogn (kategori b).

Den samlede trafikbelastning opgjort i køretøjer bliver  $I_{kt} = 1250 + 35 + 120 = 1405$  ktj/time og i personbilenheder  $I = 1250 + 35 \cdot 1,8 + 120 \cdot 2,5 = 1613$  pe/time.

Andelen af køretøjer type a er  $35/1405 = 0,025$  og type b  $120/1405 = 0,085$ . Trafikintensiteten i personbilenheder pr. time kan derfor også beregnes ved brug af den anden af ovenstående formler:

$$I = 1405(1 + 0,025(1,8 - 1) + 0,085(2,5 - 1)) = 1613 \text{ pe/time.}$$

### 9.3.2 Kvarterstrafik contra timetrafik

En angivelse af kapacitet for en strækning gælder grundlæggende for en kontinuerlig trafikbelastning over et sammenhængende kvartersinterval, selv om enheden er pr. time. Til konstatering af om kapaciteten er tilstrækkelig, skal man derfor sammenholde kapaciteten med kvarterstrafik, der er omregnet til time ved multiplikation med fire. Ofte råder man imidlertid kun over trafiktal, der er opgjort for hele timer. Dette kan der tages højde for ved at dividere trafikken med en spidstimefaktor, som gør, at timetrafikken repræsenterer timens største kvartersinterval. Der henvises til afsnit 2.4.3 og 2.4.4.

#### Eksempel 9.3

For timetrafikken fra eksempel 9.2 antages at gælde en spidstimefaktor på 0,90. Trafikintensiteten  $I_d$ , som skal sammenholdes med vejarbejdsstrækningens kapacitet, er således:

$$I_d = 1613/0,90 = 1792 \text{ pe/time}$$

### 9.3.3 Trafikkens variation over tid

Til planlægning af vejarbejde og til vurdering af konsekvenserne ved et vejarbejde må trafikens omfang og fordeling over tid kendes. Hvis det er muligt, bør tidspunkter for afspærring i forbindelse med et vejarbejde fastlægges afhængigt af trafikens fordeling over år, uge og døgn. I nogle tilfælde må afspærringen ved et vej- eller broarbejde imidlertid være permanent over døgnet, fordi det ikke er praktisk muligt hver dag at ophæve

arbejdspladsen, når først arbejdet er i gang. I dette tilfælde kan man kun tilgodese trafikafviklingen ved i muligt omfang at udføre arbejdet på tider af året med mindst trafik. I andre tilfælde kan man ophæve eller reducere afspærringen uden for timerne, hvor arbejdet foregår, og muligvis også ophæve afspærringen på visse ugedage. I sådanne tilfælde skal der træffes beslutning om, hvornår på døgnet og ugen afspærringen skal etableres og ophæves for dels at tilgodese arbejdets fremdrift og omkostninger, og dels for at tilgodese trafikafviklingen.

### Trafikvariation over døgn

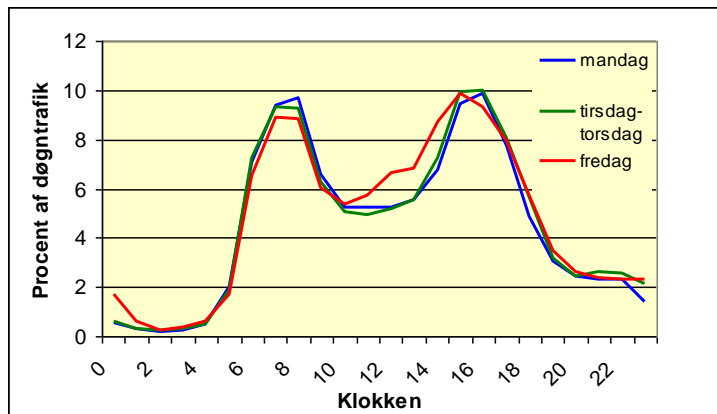


Fig. 9.1. Trafik i begge retninger, eksempel på typisk trafikfordeling over hverdagsdøgn

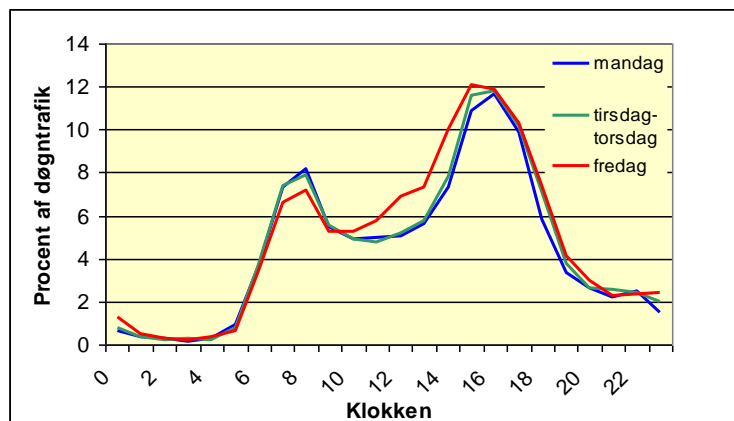


Fig. 9.2. Retningsbestemt trafik, eksempel på typisk trafikfordeling over hverdagsdøgn i retning væk fra byområde med arbejdspladser

Fig. 9.1 og 9.2 viser eksempel på døgnfordelingen af trafik for hhv. begge retninger tilsammen og trafik i kun den ene retning. Morgen- og eftermiddagsmyldretiden fremgår tydeligt, og for den retningsbestemte trafik ses også, at den ene myldretid (her eftermiddagsmyldretiden) er dominerende for den pågældende retning. Forskellen i morgen- og eftermiddagsmyldretidstrafikken for retningsbestemt trafik vil afhænge af strækningens placering på vejnettet og placering i forhold til større arbejdspladser og byer i området.



En beregnet kapacitet for et vejarbejde kan lægges ind i et diagram i lighed med fig. 9.1 eller 9.2, og det kan herved konstateres, hvornår på døgnet kapacitetslinien ligger over trafikintensiteten, og dermed hvornår arbejdet kan foregå uden kødannelse.

### **Trafikvariation over uge**

Man betragter ofte fem ugedagstyper, mandage, tirsdag-torsdage, fredage, lørdage og søndage. På fig. 9.1 og 9.2 ses eksempel på de tre ugedagstyper for hverdage.

Den samlede eftermiddagstrafik er normalt større og mere spredt på fredage end de øvrige hverdage, og eftermiddagsmyldretiden begynder oftest tidligere på fredage. Den mest belastede time på fredage har dog ofte ikke mere trafik end den mest belastede time på øvrige hverdage, men dette afhænger af vejens beliggenhed og funktion. For mandagstrafikken ses i nogle tilfælde en lidt større morgentrafik end for de øvrige hverdage, men i mange tilfælde ligner trafikfordelingen på mandage trafikfordelingen for tirsdag-torsdag.

Trafikken lørdage og søndage afhænger i høj grad af sted og tid på året. På strækninger, der er præget af bolig-arbejdsstedtrafik, vil der ofte være mindre trafik i week-ends end på hverdage, og der vil typisk ikke være så markante "spidser" i trafikken over døgnet i week-ends som på hverdage. Man skal dog være opmærksom på, at der selv på veje med meget bolig-arbejdssted trafik også kan være en del week-endtrafik i specielt forårs- og sommerperiode.

### **Trafikvariation over året**

Trafikkens variation over året afhænger af, hvilken form for trafik der hovedsagelig kører på vejen. Til karakterisering af trafikkens variation over året er der fastlagt syv standardtrafiktyper, se afsnit 2.3.

Trafiktyperne repræsenterer hver en fordeling af den samlede årstrafik over året. Ved at beregne eller vurdere trafiktypen for en strækning kan fordelingen af ugehverdagsdøgntrafikken konstateres ved tabel 2.1 i afsnit 2.3. Tabellen indeholder faktorer, som ugenes døgntrafik skal ganges med for at opnå en gennemsnitlig hverdagsdøgntrafik over året, og derfor angiver en faktor under 1, at hverdagstrafikken den pågældende uge er større end årets gennemsnitlige hverdagstrafik, en faktor lig 1, at hverdagstrafikken er som årets gennemsnit, og en faktor større end 1, at hverdagstrafikken er mindre end hverdagsgennemsnittet for året.

Som det fremgår af figur 2.1 og tabel 2.1 i afsnit 2.3, er det ved specielt bolig-arbejdssted-trafik en fordel, at et vejarbejde foretages i sommeruger uge 26-31, fordi hverdagsdøgntrafikken i disse uger er 5-30% lavere end den gennemsnitlige hverdagstrafik. Omvendt bør vejarbejde på vej med trafiktype udpræget ferietrafik foretages efter uge 46 og før uge 11, hvis det er muligt at gennemføre arbejdet på disse tidspunkter.

### Anden påvirkning af trafikken

Bemærk, at ovenstående beskrivelse af typisk trafikvariation over år, uge og døgn ikke nødvendigvis passer alle steder, og der bør derfor så vidt muligt indhentes trafiktal for den pågældende strækning.

Bemærk også, at hvis der beregnes store og langvarige forsinkelser som følge af et vejarbejde, må det antages, at nogle trafikanter reagerer ved at søge andre veje, hvis det er muligt. Andre kører på alternative tidspunkter, nogle bruger andre transportmidler eller undlader at rejse. I forbindelse med store vejarbejder kan man gennemføre en trafikmodelberegning af trafikomlægning som følge af nedsat hastighed og forsinkelse på grund af vejarbejdet.

## 9.3.4 Anvendelse af eksisterende tællinger

Ofte vil man som udgangspunkt have kendskab til en årsdøgntrafik, *ÅDT*, for strækningen, men *ÅDT* kan kun give en overordnet vurdering af niveauet af trafik og af mulige konsekvenser af et vejarbejde. En nøjere vurdering kræver kendskab til time- eller kvarterstrafik. Vejdirektoratet og en del kommuner registrerer trafiktal fra maskinelle og manuelle tællinger i en database, Mastra.

Ofte foreligger tællinger som trafik i køretøjer pr. time totalt for begge retninger og pr. retning. I nogle tilfælde er trafikken registreret pr. kvarter, og i nogle tilfælde er trafikken opdelt på køretøjslængder 0-5,8 m (hovedsagelig person- og varebiler), 5,8 – 12,5 m (store køretøjer type a) og over 12,5 m (store køretøjer type b). Trafikken kan være talt periodisk, dvs. der kun er talt en del af året, eller permanent, dvs. hele året. Jo mere opdelt i tid og køretøjstype trafiktallene foreligger, des mere præcist kan vejarbejdets konsekvenser beregnes.

Ved et planlagt vejarbejde må man søge trafiktal for den pågældende strækning for en tid på året med trafik nogenlunde svarende til trafikken på tidspunktet for vejarbejdet. Dette kan for eksempel være samme periode året før.

Der foreligger imidlertid ikke trafiktal for alle strækninger og perioder, og derfor kan man blive nødt til at anvende trafiktal for en anden sammenlignelig strækning eller en anden periode af året, eller en tælling, der er nogle år gammel. Man må således forsøge at finde trafiktal, der bedst muligt repræsenterer trafikken på strækning og periode for det planlagte arbejde. Herefter må man ud fra lokalkendskab estimere trafiktal gældende for sted og tid for vejarbejdet.

Man kan også blive nødsaget til at fremskrive trafiktal, hvis tællingen er nogle år gammel. Fremskrivning gøres ved at antage en procent for årlig

trafikvækst på pågældende type strækninger i området og gange med antal år:

$$I_n = I_o(1+n \cdot a/100)$$

hvor  $I_n$  er trafikintensiteten  $n$  år efter en målt trafikintensitet  $I_o$ , og hvor den årlige vækst er  $a$  procent. Se også afsnit 2.4.1.

Hvis der foreligger et skøn for årsdøgntrafikken for arbejdsstrækningen, og der foreligger en tælling på en nogenlunde sammenlignelig strækning med en lidt anden årsdøgntrafik, kan tællingens trafik eventuelt justeres iht. forholdet mellem  $\dot{A}DT$  på arbejdsstrækningen og  $\dot{A}DT$  på den talte strækning. Hvis der er talt i andre perioder af året end perioden med vej-arbejdet, kan der anvendes opregningsfaktorer fra ugedøgntrafik til  $\dot{A}DT$  eller opregningsfaktorer fra ugehverdagsdøgntrafik til hverdagsdøgntrafik, forudsat at trafiktypen kendes eller kan vurderes, se tabel 2.1 i afsnit 2.3.

#### *Eksempel 9.4*

Der er planlagt vejarbejde hverdage uge 29 på en strækning med en årsdøgntrafik, som er skønnet til 8.000. Der foreligger ingen tælling for denne strækning, men der findes en tre år gammel tælling i uge 36 på en nærliggende strækning, hvor trafikens fordeling på uger og timer vurderes at svare nogenlunde til arbejdsstrækningen. Den nærliggende strækningens  $\dot{A}DT$  skønnes i dag til 10.000, og trafiktypen vurderes at være regionaltrafik. Der er erfaring for, at trafikken årligt stiger 1% for den pågældende type veje i området.

I henhold til tabel 2.1 i afsnit 2.3 er opregningsfaktoren fra ugehverdagsdøgntil hverdagsdøgntrafik for trafiktype regionaltrafik på 0,92 for uge 29 og på 0,95 for uge 36. Der må derfor påregnes en faktor  $0,95/0,92 = 1,03$  mere trafik i ugen for vejarbejdet end den talte uge. Ved årlig trafikstigning på 1% må endvidere forventes  $(1+3 \cdot 1/100) = 1,03$  mere trafik i året for vejarbejdet end tælleåret. Endelig er forholdet mellem  $\dot{A}DT$  på arbejdsstrækningen i forhold til den talte strækning på  $8.000/10.000 = 0,80$ .

Derfor vil et estimat på aktuelle timetrafiktal være tællingens timetrafik multipliceret med  $1,03 \cdot 1,03 \cdot 0,80 = 0,85$  ved antagelse om, at spidstimetrafikken varierer med samme faktorer som UHDT og  $\dot{A}DT$ .

### 9.3.5 Gennemførelse af nye tællinger

Hvis der ikke kan findes en tilfredsstillende kilde til fastæggelse af trafikken på strækningen med det planlagte vejarbejde, må der gennemføres en tælling. Dette kan ske ved udlægning af tælleplader, såkaldte HiStarplader, ved udlægning af trykslanger eller ved en manuel tælling over en kort periode. Ved maskinel tælling tælles for eksempel en uge, og om muligt opdeles køretøjerne i tre længdegrupper 0-5,8, 5,8-12,5 og over 12,5 meter svarende til hhv. person-/varebiler, enkeltlastbiler/busser og lastbiler med påhæng el. sættevogn. Ved manuel tælling tælles trafikken i et par myldretidsperioder, og resultatet noteres på papir eller på andet håndholdt registreringsudstyr.

Ved en tælling, der gennemføres med specielt henblik på beregning af forsinkelser for trafikanter, bør tælleintervallet sættes til 15 min.

## 9.4 Estimering af kapacitet ved forskellige former for afvikling af trafikken

### 9.4.1 Uændret kørebane og kørebaneforløb

Selvom kørebansens forløb og bredde er uændret i forhold til den normale tilstand, kan vejarbejdet i sig selv medføre en reduceret kapacitet, se afsnit 9.2.2. Kapaciteten  $N_{arb}$  af kørebanen med vejarbejde er derfor

$$N_{arb} = N \cdot f_{arb}$$

hvor  $N$  er den normale kapacitet for vejen uden vejarbejdet, og  $f_{arb}$  er en korrektionsfaktor, hvis værdi typisk er mellem 0,7 og 1,0. Er strækningen kun i ringe grad præget af vejarbejdet, kan faktoren  $f_{arb}$  sættes højt, mens faktoren må sættes lavere ved arbejde med stor intensitet, synlighed og opmærksomhedsskabende forhold. Er der ikke erfaring for kapacitetsreduktionen, fx i forbindelse med tidligere lignende tilfælde, foreslås  $f_{arb}$  sat til 0,9, eventuelt lidt lavere for den første dag med arbejdet og lidt højere efter en uge.

### 9.4.2 Reduceret køresporsbredde eller fri sidebredde

Hvis pladsen til vejarbejdet tilvejebringes ved at reducere køresporsbredden og/eller den fri bredde i siden, dvs. afstanden fra kørspejler til genstande placeret ved siden af vejen, vil dette reducere strækningens kapacitet i forhold til forhold uden disse reduktioner. Dette skyldes, at trafikanten under de snævrere forhold skal koncentrere sig mere om kørslen i sporet end normalt. Erfaring viser, at trafikanten reagerer på dette ved at holde en længere "mindste afstand" til forankørende bil.

Med hensyn til størrelsen af kapacitetsreduktionen henvises til afsnit 3.3.3 vedr. korrektion for køresporsbredde og fri sidebredde. Reduktionen kvantificeres ved en reduktionsfaktor,  $b$ , som fremgår af tabel 3.2 og 3.3.

Det skal bemærkes, at der i forbindelse med motorvejsudvidelsesarbejder ikke er konstateret reduktion i kapaciteten ved reduktion af højre spor til 2,9 m og midter- og venstre spor til 2,75 m. Forudsætningen er, at der i midter- og venstre spor er forbud mod bredere køretøjer end 2,0 m.

Man skal være opmærksom på, at vejarbejdet i sig selv kan reducere kapaciteten, se foregående afsnit. Vejarbejdsstrækningens kapacitet  $N_{arb}$  bliver herved:

$$N_{arb} = N \cdot b \cdot f_{arb}$$

hvor  $N$  er vejens kapacitet uden vejarbejde og uden eventuel reduktion for køresporsbredde og fri sidebredde under normale forhold, og  $f_{arb}$  er korrektionsfaktoren for tilstedeværelse af vejarbejdet, og hvor værdien typisk er mellem 0,7 og 1,0.

#### Eksempel 9.5

For en 2-sporet vej uden nævneværdige stigninger er køresporsbredden i forbindelse med vejarbejde med forholdsvis stor aktivitet i vejens sider reduceret fra normalt 3,5 meter til 3,25 meter. Endvidere er der opstillet afspærringsmateriel i en afstand på 1,2 meter fra køresporets kant. Spidstimetrafikken er i mest belastede retning estimeret til 1000 køretøjer med 4% enkelt-lastbiler og 3% lastbiler med påhæng/sættevogn. Det skal beregnes, om trafikken kan afvikles på arbejdsstrækningen.

Den normale kapacitet for den 2-sporede vej beregnes ved formel [3-1] til:

$$N = n \cdot G \cdot s = 1 \cdot 1700 \cdot 1 \cdot 0,95 = 1619 \text{ ktj/time/retning}$$

idet  $s = 1/(1+0,04(1,5-1)+0,03(2-1)) = 0,95$ , se afsnit 3.3.3 formel [3-2] og tabel 3.4.  $G$  er for en 2-sporet vej 1700 pe/time/retning, se tabel 3.1. For den normale kapacitet er korrektionsfaktoren  $b$  for køresporsbredde og fri sidebredde lig 1, da vejen forudsættes at opfylde kravet om mindste bredder på hhv. 3,5 og 1,8 m.

Under forholdene med vejarbejdet fås korrektionsfaktoren for kørespors- og fri sidebredde,  $b$ , til 0,92 iflg. tabel 3.2 i afsnit 3.3.3. Korrektionsfaktoren  $f_{arb}$  skønnes til 0,8 på grund af aktiviteten. Arbejdsstrækningens kapacitet bliver herved:

$$N_{arb} = N \cdot f_{arb} \cdot b = 1619 \cdot 0,8 \cdot 0,92 = 1192 \text{ ktj/time/retning}$$

Kapaciteten skal sammenholdes med trafikken  $I_d$ , der forventes at passere arbejdsstrækningen:

$$I_d = I/k_{15min} = 1000/0,9 = 1111 \text{ ktj/time/retning}$$

hvis spidstimefaktoren  $k_{15min}$  sættes til 0,9, se afsnit 2.4.3. Det vurderes således, at arbejdsstrækningen netop kan afvikle trafikken.

### 9.4.3 2-sporet vej med ét spor åbent for trafik i begge retninger, uden signal

Hvis trafikafviklingen forbi arbejdsstedet på en 2-sporet vej foregår ved, at den ene retning har vigepligt i forhold til modkørende, kan der regnes med kapaciteten som anført i tabel 3.6 i afsnit 3.3.4. Regulering ved vigepligt for den ene retning bør kun iværksættes ved korte strækninger med god oversigt og ved en begrænset trafikintensitet.

Trafikantforsinkelse som følge af lavere hastighed end normalt ved passage af arbejdsstedet vil normalt være af begrænset omfang på grund af den korte længde, der normalt er tale om, men den kan beregnes i henhold til afsnit 9.2.4. Herudover må der skønnes en forsinkelse i form af ventetid ved indkørsel til den 1-sporede strækning.

#### Eksempel 9.6

Vejarbejde på en 2-sporet vej medfører, at der kun er ét spor til rådighed over distance på 100 m. I en spidstime forventes ialt 800 køretøjer at passere arbejdsste-

det. Det skal beregnes, om der er tilstrækkelig kapacitet til afvikling af trafikken i spidstimen.

Af tabel 3.6 i afsnit 3.3.4 ses, at det maksimale antal køretøjer pr. time ved regulering uden signalanlæg er 600 ktj/time for begge retninger ved arbejdsstrækning på 100 m. Da der forventes 800 køretøjer, er kapaciteten ikke tilstrækkelig.

#### 9.4.4 2-sporet vej med ét spor åbent for trafik i begge retninger med signalanlæg

Hvis regulering af den 1-sporede arbejdsstrækning for trafik i begge retninger foregår ved signalanlæg, beregnes kapaciteten ud fra grøntiden, som tildeles hver retning. Målinger viser, at der kan påregnes at passere

- 1 personbilenhed pr. 2,0 – 2,5 sek grøntid svarende til 1 køretøj pr. 2,2 – 2,7 sek grøntid forudsat ca. 10% store køretøjer

Beregning af kapaciteten foregår som beskrevet i afsnit 3.3.4. Metoden illustreres endvidere nedenfor i eksempel 9.7.

##### Eksempel 9.7

Et vejarbejde på en 2-sporet næsten vandret vej medfører, at trafikken må afvikles i ét spor på arbejdsstrækningen. Arbejdsstrækningen har en længde på 0,2 km, og der opsættes lyssignal til at afvikle trafikken i de to retninger. Der er indført en hastighedsbegrænsning på arbejdsstrækningen på 40 km/t.

Trafikken i en spidstime forventes at ville udgøre 800 køretøjer/time med 60% i den mest belastede retning. Trafikken er sammensat af 90% person-/varebiler, 5% enkeltlastbiler/busser og 5% lastbiler med påhæng/sættevogn. Det skal vurderes, om trafikken kan afvikles på arbejdsstrækningen.

Trafikken omregnet til personbilenheder er

$$I = 800(1 + 0,05(1,5-1) + 0,05(2-1)) = 860 \text{ pe/time,}$$

se afsnit 3.3.3 tabel 3.4 og afsnit 9.3.1. Der indregnes herefter en spidstimefaktor på 0,9, og den dimensionerende trafikintensitet bliver derfor:

$$I_d = I/k_x = 860/0,9 = 956 \text{ pe/time}$$

Til beregning af rømningstiden for en 0,2 km lang strækning og hastighed på 40 km/t anvendes formel [3-4] i afsnit 3.3.4:

$$t_r = 3600 \frac{L}{v} = 3600 \frac{0,2}{40} = 18 \text{ sek}$$

For en sikkerheds skyld tillægges yderligere 2 sek, dvs.  $t_r$  sættes lig 20 sek, der således også anvendes som mellemtid hver gang, der skiftes køreretning.

Den kortest mulige omløbstid,  $O_{min}$  til afvikling af trafikken  $I_d$  beregnes ved formel [3-5] i afsnit 3.3.4:

$$O_{min} = \frac{2 \cdot t_r}{1 - I_d \delta / 3600} = \frac{2 \cdot 20}{1 - (956 \cdot 2,25) / 3600} = 99 \text{ sek}$$

idet middeltidsafstanden mellem bilerne,  $\delta$ , er sat til 2,25 sek, hvilket er midt i det foreslåede interval, se ovenfor. I praksis bør omløbstiden  $O$  være større end den beregnede  $O_{min}$ , og den sættes her til 110 sek.

Kapaciteten  $N$  i alt for begge kørselsretninger beregnes herved til:

$$N = \frac{Gr \cdot 3600}{\delta \cdot O} = \frac{70 \cdot 3600}{2,25 \cdot 110} = 1018 \text{ pe/time}$$

idet den samlede grøntid pr. omløb,  $Gr$ , er omløbstiden minus mellemtiderne, dvs.  $110 - 2 \cdot 20 = 70$  sek. Da  $I_d < N$ , kan trafikken afvikles forbi arbejdsstrækningen.

Fordeling af grøntiderne for de to retninger sættes i overensstemmelse med trafikens retningsfordeling, dvs. at grøntiden pr. omløb i den mest befærdede retning er 60% af 70 sek = 42 sek, og i den anden retning resten af grøntiden, dvs.  $70 - 42 = 28$  sek.

## 9.4.5 Sporreduktion på veje med 4 spor eller flere

For vejarbejde på motorveje og andre veje, der normalt har 4 kørespor eller flere i alt for begge retninger, kan kapaciteten pr. time for hvert åbent kørespor findes i tabel 9.2. Der er her taget hensyn til, at kapaciteten for en arbejdsstrækning typisk er lavere end normalt, dvs. der skal ikke anvendes den i afsnit 9.2.2 omtalte faktor  $f_{arb}$ .

Værdierne i tabellen gælder for køresporsbredde på 3,5 m eller mere. Hvis køresporsbredden på arbejdsstrækningen er mindre end 3,5 m, og/eller sidebredden er mindre end 1,8 m, korrigeres kapaciteten med en faktor, som findes i tabel 3.3 i afsnit 3.3.3. Trafikintensiteten forbi arbejdsstrækningen skal endvidere omregnes til personbilenheder, og der skal enten tages udgangspunkt i kvartersværdier eller indregnes en spidstimefaktor, se afsnit 9.3.2 og 2.4.3.

	Arbejdsstrækning	Kapacitet før kødannelse		Køafviklingskapacitet
		pe/t/spor	ktj/t/spor	pe/t/spor
Uden overledning	kort	2000	1610	1900
	lang	1800	1440	1700
Med overledning	kort	1800	1440	1700
	lang	1600	1280	1500

Tabel 9.2. Vejledende værdier for kapacitet pr. åbent kørespor af arbejdsstrækning på vej med 4 spor eller flere i alt for begge retninger, kort strækning op til ca. 2 km, lang strækning over ca. 2 km. Der er i kolonnen med grå baggrund angivet kapaciteten i køretøjer pr. time pr. spor, idet der er forudsat 10% store køretøjer og en spidstimefaktor på 0,90

Værdierne tabel 9.2 i kolonnen med grå baggrund kan anvendes til en overslagsmæssig vurdering af kapaciteten af en arbejdsstrækning i forhold til en trafik, der er opgivet i køretøjer pr. time. Det er her forudsat, at der i trafikken er 10% store køretøjer, og at spidstimefaktoren kan sættes til 0,90.

Værdierne i tabel 9.2 gælder endvidere for "normale omstændigheder" ved vejarbejdet. I tilfælde med meget intens og opmærksomhedsskabende arbejde tæt ved køresporet eller en trafik, der i meget høj grad består af ferie eller fritidstrafik, bør kapaciteten ansættes lavere end tabellens værdier. Endvidere bør man være opmærksom på, at kapaciteten de første dage efter vejarbejdets start typisk er lavere end senere.

Bemærk, at kapaciteten, der fremgår af tabel 9.2, er pr. åbent kørespor. Er der for eksempel to åbne kørespor i en retning forbi vejarbejdet, skal kapaciteten ganges med to.

*Eksempel 9.8:*

Et vejarbejde på 4-sporet motorvej strækker sig over 4 km. For at skabe plads til vejarbejdet er der for den ene retning sporreduktion fra 2 til 1 spor, men uden overledning. Køresporet forbi arbejdsområdet har en bredde på 3,25 m med god plads i siden. Spidstimetrafikken er på 1500 køretøjer med ca. 10% store køretøjer, hvoraf der er lige mange enkeltlastbiler og lastbiler med påhæng. Der kan påregnes at gælde en spidstimefaktor på 0,9. Det skal beregnes, om trafikken kan påreges afviklet uden kødannelse.

Ved tabel 9.2 aflæses en kapacitet på 1800 pe/t/spor, og som nævnt er ét spor åbent. Iflg. tabel 3.3 i afsnit 3.3.3 er korrektionsfaktoren for kørespors- og fri sidebredde på 0,95. Den aktuelle kapacitet for den 1-sporede vejarbejdsstrækning beregnes herved til:

$$N = 1 \cdot 1800 \cdot 0,95 = 1710 \text{ pe/t}$$

Personbilækvivalenten for enkeltlastbiler og lastbiler med påhæng aflæses i tabel 3.5 i afsnit 3.3.3 til hhv. 2,0 og 2,5. Trafikken i personbilenheder beregnes herved til

$$I = 1500(1+0,05(1,8-1)+0,05(2,5-1)) = 1673 \text{ pe/t}$$

Ved yderligere indregning af spidstimefaktoren fås en dimensionerende trafikintensitet på

$$I_d = 1673/0,90 = 1858 \text{ pe/t}$$

Da strækningens kapacitet blev beregnet til 1710 pe/t, kan trafikken således ikke afvikles uden kødannelse. Når køen først er opstået, må kapaciteten påregnes at falde til køafviklingskapaciteten på  $1 \cdot 1700 \cdot 0,95 = 1615 \text{ pe/t}$ .

Man kunne også have anvendt den grå kolonne i tabel 9.2 til at estimere kapaciteten og sammenholde denne med spidstimetrafikken i køretøjer pr. time. Der aflæses her en kapacitet på 1440 ktj/t/spor, som korrigeres med faktoren for smalle kørespor:  $N = 1 \cdot 1440 \cdot 0,95 = 1370 \text{ ktj/t}$ . Trafikintensiteten var opgivet til 1500 ktj/t, og kapaciteten er derfor ikke tilstrækkelig.

Årsagen til de forskellige tal ved de to beregninger er, at der i første tilfælde regnes i personbilenheder og i sidste i køretøjer. I dette eksempel svarede andelen af store køretøjer og spidstimefaktoren til forudsætningerne for kapacitetsangivelsen i den grå kolonne tabel 9.2, men hvis de aktuelle forhold var meget forskellige fra dette, måtte under alle omstændigheder gennemføres beregningen som i første del af dette eksempel.

Hvis kapaciteten i en periode er lavere end intensiteten af trafik mod strækningen, vil der opstå kø før arbejdsstrækningen. Herved påføres trafikanterne en forsinkelse, inden de kan køre ind på arbejdsstrækningen. Der kan gennemføres en køberegning i henhold til afsnit 3.6.



## 9.4.6 Overledning af trafik til kørebanen for trafik i modsatte retning

I nogle situationer kan det være hensigtsmæssigt eller nødvendigt på en vej med fire spor eller flere at reservere hele kørebanen for den ene retning som arbejdsområde. Derfor skal trafikken i denne retning overledes til kørebanen for modsatte retning. For at skaffe plads til trafik i begge retninger på den ene kørebane, vil situationer med overledning normalt være kombineret med reduktion i antal kørespor og/eller reduceret køresporsbredde. Overledningen får herved konsekvenser for trafikken i begge retninger.

Tabel 9.2 i afsnit 9.4.5 kan anvendes til at fastsætte kapaciteten i situationer med overledning, og de fundne værdier skal korrigeres vedr. køresporsbredde iflg. tabel 3.3 i afsnit 3.3.3. Værdierne i tabel 9.2 er ansat for den overledte kørselsretning. I den ikke-overledte retning beregnes kapaciteten uden overledning, men som følge af modkørende trafik nær køresporet kan det ofte være aktuelt at reducere kapaciteten med 3-5 % på samme måde som havde der været hindringer nær køresporet.

Ved for lav kapacitet i forhold til trafikintensiteten opstår der kø, hvis længde og medførte tidstab beregnes i henhold til afsnit 3.6.

Det er vigtigt at overledningen afmærkes og udformes hensigtsmæssigt for at undgå unødigt stort tab af kapacitet. Anvendelse af værdierne i tabel 9.2 forudsætter, at overledningen er udformet så dynamisk, at store køretøjer kan passere overledningen med minimum 40 km/t. Ved en snæver overledning vil specielt store køretøjer forbruge megen kapacitet.

## 9.4.7 Omledning til alternativ rute

Et vejarbejde kan somme tider udføres hurtigst og mest effektivt, hvis trafikken forbi arbejdsstedet helt fjernes fra vejen. Trafikken må i et sådant tilfælde omledes til en alternativ rute. I nogle tilfælde omledes al trafik, og i andre kun trafik i den ene retning.

På en 2-sporet vej kan for eksempel trafik i den ene retning omledes til alternativ rute for herved at undgå at skulle etablere et signalanlæg. For veje med fire spor eller flere kan trafik i den ene retning omledes til en anden rute som alternativ til at overlede trafikken til kørebanen for trafik i modsatte retning. Herved undgås ulemper for trafik i modsat retning, og der spares nogle af de midlertidige foranstaltninger på vejen som arbejdet foregår på.

En forudsætning for at anvende en alternativ rute er, at en sådan findes, uden at omvejskørslen bliver urimelig lang. Den alternative rute skal herefter undersøges nøje, før der træffes beslutning om anvendelse af ruten for omledt trafik. Man skal bl.a. undersøge rutens normale trafik og den

normale brug af vejene på ruten, fx vedr. eventuel trafik til og fra skole, bustrafik og trafik med landbrugskøretøjer. Det er også vigtigt at undersøge kryds på ruten, fordi en stærkt forøget trafik kan medføre overbelastning af nogle tilfarter i krydsene. Specielt skal man være opmærksom på, om vigepligtig sidevejstrafik vil få uacceptable vilkår. Hvis der på ruten er signalregulerede kryds eller rundkørsler/prioriterede kryds med vigepligt for den omlodte trafik, skal det sikres, at krydsene kan afvikle den normale plus den omlodte trafik. Beregning af forsinkelse i kryds kan udføres ved metoderne i foregående kapitler i denne håndbog .

Hvis det forudses, at et signalreguleret kryds overbelastes i tilfarter med den omlodte trafik, bør man undersøge muligheden for at indlægge et midlertidigt signalprogram med mere grøntid for disse tilfarter, forudsat at dette ikke skaber uacceptable vilkår for trafik i andre tilfarter.

I de fleste tilfælde vil den omlodte trafik blive påført en betydelig forsinkelse i forhold til de normale vilkår. Endvidere skabes gener for den alternative routes normale trafik og for rutens naboer. Dette skal vejes op mod, at tid til gennemførelse af vejarbejdet muligvis forkortes, at vejarbejdet eventuelt kan udføres mere effektivt og billigere, og at modkørende trafik får ingen eller færre gener i tilfælde, hvor kun trafik i den ene retning omledes.

Den samlede forsinkelse ved omlodning af trafik til alternativ rute kan beregnes ved at dele den alternative rute op i elementer, der hver især består af ensartede strækninger og kryds. Hvis den normale strækning er  $L_{normal}$  km lang med middelstrækningsshastighed  $v_{normal}$  km/t, og den alternative rute består af  $n$  delstrækninger hver med længde  $L_i$  km og middelstrækningshastighed for trafikken på  $v_i$  km/t, og  $m$  kryds som hver vurderes at give en middelforsinkelse på  $t_j$  sek, fås middelforsinkelsen  $t_f$  sek pr. bil som

$$t_f = 3600 \cdot (L_1/v_1 + L_2/v_2 + \dots + L_n/v_n) + t_1 + t_2 + \dots + t_m - 3600 \cdot (L_{normal}/v_{normal})$$

Det er her forudsat, at der på den normale rute ikke er forsinkelse i kryds. Hvis der på den normale strækning forekommer kryds med signalanlæg eller viginie, må forsinkelsen pr. bil på den normale rute trækkes fra i ovenstående udtryk.

#### Eksempel 9.9

For at kunne udføre et vejarbejde på en 2-sporet vej omledes al trafik over 4 km til en alternativ rute. Hastigheden på den oprindelige rute er ca. 80 km/t, og der er ingen kryds på ruten.

Den alternative rute består af en 3 km lang strækning, hvor der køres ca. 70 km/t og en 2 km lang strækning med ca. 60 km/t. På den alternative rute er der to rundkørsler, hvor middelforsinkelsen beregnes til hhv. 25 og 35 sek pr. bil i daglige spidstimer.

Forsinkelsen pr. bil ved omlodningen beregnes herved til:

$$t_f = 3600 \cdot (3/70 + 2/60) + 25 + 35 - 3600 \cdot (4/80) = 154 \text{ sek/bil}$$

Hvis der ønskes en samlet vurdering af konsekvenser for den omlødt trafik, må uge og døgn deles op i belastningstilfælde, fx svagt belastede perioder, perioder med middelbelastning og perioder med spidsbelastning. For hver belastningsperiode beregnes middelforsinkelsen pr. bil og den totale forsinkelse ved multiplikation med antal biler i den pågældende belastningsperiode. Delperiodernes totale forsinkelse summeres for at give en total forsinkelse i køretøjstid pr. døgn.

#### 9.4.8 Forsætning af kørespor, bortfald af nødspor

I tilfælde hvor kørespor ved en midlertidig foranstaltning forskydes til den ene side for at skabe plads til vejarbejdet, og hvor et eventuelt nødspor inddrages til kørebane, må der forventes en mindre reduktion i kapaciteten.

Hvis der kun er tale om en mindre forsætning, og denne udformes nogenlunde dynamisk, kan kapaciteten antages at svare til forholdene uden forsætningen, men med indregning af reduktionsfaktoren for vejarbejdets tilstedeværelse, dvs. faktoren  $f_{arb}$  der iflg. afsnit 9.4.2 er mellem 0,7 og 1, fx 0,85. Ved veje med 4 spor eller flere kan i stedet direkte anvendes kapaciteten pr. kørespor fra tabel 9.2. Ved større og bratte forsætninger må skønnes en yderligere reduktion af kapaciteten.

Inddragelse af nødspor til arbejdsområde kan eventuelt medføre, at sidebredden reduceres, se afsnit 3.3.3 med tabel 3.2 og 3.3. En anden foranstaltning kan være, at der både er forsætning af kørespor, reduceret køresporbredde og eventuelt også begrænset sidebredde. I disse tilfælde beregnes kapaciteten iht. afsnit 9.4.2, med mindre forsætningen i sig selv vurderes at være særlig kapacitetsreducerende. I sidstnævnte tilfælde skønnes en forholdsmæssig reduktion af kapaciteten, som ganges på den beregnede kapacitet.

Mærkbar forsinkelse ved forsætning af kørespor vil optræde, hvis vejens kapacitetsudnyttelse normalt er stor med det resultat, at arbejdsområdets tilstedeværelse skaber eller forøger en kø. I modsat fald vil forsinkelsen være begrænset og kun hidrøre fra den reducerede hastighed på arbejdsstrækningen, se afsnit 9.2.4.

Bortfald af nødspor kan blive kritisk, hvis der på strækningen sker trafikuheld, køretøjsnedbrud eller andre hændelser. Herved kan involverede køretøjer ikke straks fjernes fra køresporet, som derfor blokeres, og det kan tage længere tid for redningskøretøjer at nå frem.

##### *Eksempel 9.10*

En bro over en 4-spor motorvej, hvor man normalt må køre 110 km/t, skal repareres, og der rejses stillads i midten af vejen. Derfor forsættes køresporene i begge retninger mod højre ved inddragelse af nødsporet, og der indføres hastighedsbegrænsning på 70 km/t over 200 meter. Der er for begge retninger ca.

0,6 meter til genstande i siden af begge kørespor, og køresporsbredden er 3,25 meter. Trafikintensiteten i spidstimen er målt til ca. 2600 ktj/t med ca. 10% store køretøjer time i mest belastede retning. Der skal foretages en vurdering af kapacitet og forsinkelse.

Kapaciteten beregnes til  $2 \cdot 1600 \cdot 0,92 = 2944$  ktj/time/retning jf. tabel 9.2 og tabel 3.3 i afsnit 3.3.3. Bemærk, at der er benyttet den grå kolonne i tabel 9.2, og der er derfor forudsat en spidstimefaktor på 0,9.

Da den beregnede kapacitet er større end spidstimetrafikken, opstår der ikke kø, og forsinkelsen vil kun bestå af lav hastighed forbi arbejdsstedet:

$$t_f = 3600 \cdot L (1/v_{arb} - 1/v_{normal}) = 3600 \cdot 0,2 (1/70 - 1/110) = 4 \text{ sek/køretøj}$$

for personbiler for tidspunkter med gennemsnitshastighed på 110 km/t uden vej-arbejdet. Der er set bort fra forsinkelse over strækninger med deceleration og efterfølgende acceleration.