



Università degli Studi di Trieste

Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Laurea Magistrale: Ingegneria Civile

Corso : Strade Ferrovie ed Aeroporti (284MI-2)



Lezione 03: Geometria Intersezioni Stradali

Roberto Roberti

Tel.: 040 558 3588

E-mail: roberto.roberti@dia.units.it

Anno accademico 2019/2020



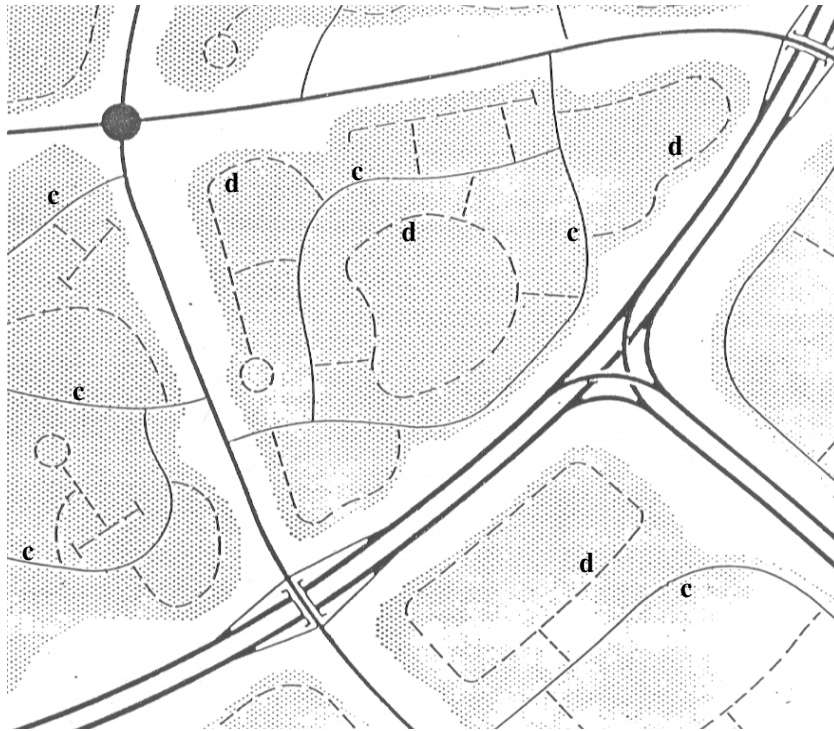
Sommario

- **Reti stradali e intersezioni**
- **Sicurezza delle intersezioni**
- **Scelta del Tipo di intersezione**
- **Criteri di inserimento di un'intersezione**
- **Elementi di un'intersezione**
- **Geometria delle corsie specializzate**
- **Cenni teoria delle code**
- **Geometria rampe degli svincoli**
- **Geometria isole di canalizzazione**
- **Curve di ciglio**
- **Accessi ed intersezioni**
- **Visibilità nelle intersezioni**

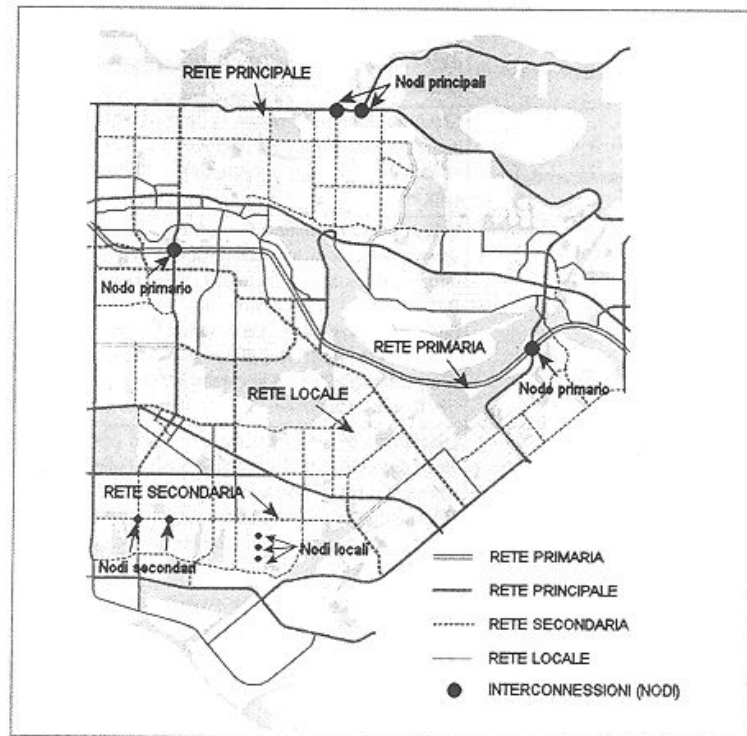
Le Reti Stradali

Un sistema più o meno complesso di infrastrutture stradali viene denominato **RETE STRADALE**, che è costituita da un insieme di elementi componenti che si identificano con le strade (archi), collegate tra loro da un sistema di interconnessioni (nodi).

Il sistema globale di infrastrutture stradali può essere schematizzato come un insieme integrato di reti distinte.



Reti stradali e intersezioni



Per assicurare il funzionamento del sistema globale, le interconnessioni (si definiscono omogenee se collegano strade della stessa rete, oppure disomogenee se collegano, di norma, strade appartenenti a reti di livello funzionale adiacente) sono suddivise in classi funzionali:

Interconnessione primaria	Nella rete primaria e tra rete primaria e rete principale
Interconnessione principale	Nella rete principale e tra rete principale e rete secondaria
Interconnessione secondaria	Nella rete secondaria e tra rete secondaria e rete locale
Interconnessione locale	Nella rete locale

Definizioni intersezioni

Intersezione stradale è quella particolare configurazione infrastrutturale in cui due o più strade si intersecano, consentendo uno scambio parziale o totale delle correnti di traffico.

A norma dell'articolo 3 del Codice della Strada, valgono le seguenti definizioni:

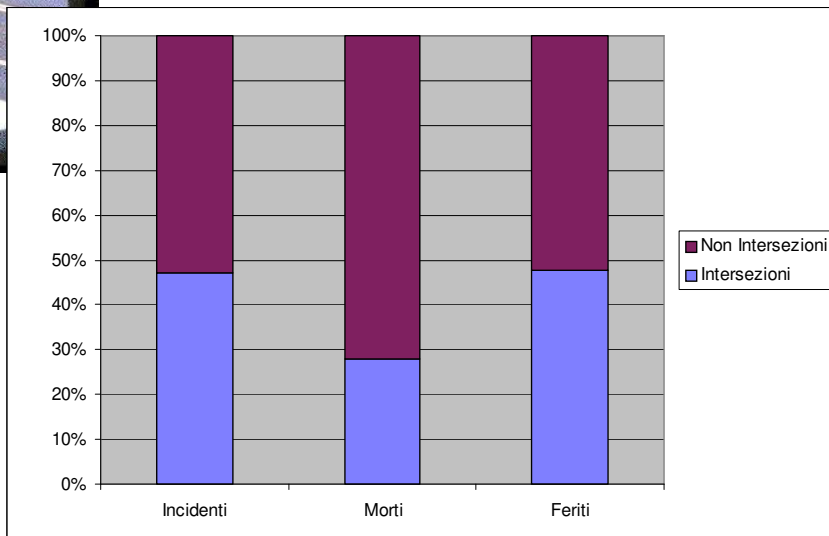
SVINCOLO: intersezione a livelli sfalsati in cui le correnti veicolari non si intersecano tra loro;

INTERSEZIONE A LIVELLI SFALSATI: insieme di infrastrutture (sovrappassi, sottopassi e rampe) che consente lo smistamento delle correnti veicolari fra rami di strade poste a diversi livelli;

INTERSEZIONE A RASO (o A LIVELLO): area comune a più strade, organizzata in modo da consentire lo smistamento delle correnti di traffico dall'una all'altra di esse.



Sicurezza nelle intersezioni



D. M. 19/04/2006 (1)

DECRETO MINISTERIALE (Ministero delle Infrastrutture e Trasporti) 19/04/2006.

NORME FUNZIONALI E GEOMETRICHE PER LA COSTRUZIONE DELLE INTERSEZIONI STRADALI. (GU n. 170 del 24-7-2006)

Le intersezioni stradali costituiscono i punti nodali della viabilità ed in corrispondenza di esse gli utenti debbono poter esercitare le loro scelte decisionali sull'itinerario programmato. Le loro caratteristiche funzionali e geometriche devono essere congruenti con quelle delle reti stradali alle quali appartengono. Occorre quindi che esse siano inquadrare in un sistema organico di classificazione gerarchica ad analogia di quella adottata per i rami della rete stessa.

La classificazione delle intersezioni si realizza facendo riferimento a quella stradale e utilizzando i principi della teoria delle svolte, basati sull'analisi funzionale dei flussi di traffico, cioè sulla tipologia delle manovre possibili e sulla geometria delle traiettorie descrivibili dai veicoli in movimento.

Esistono due momenti fondamentali, imprescindibili, nell'organizzazione razionale di una intersezione stradale:

- **l'attribuzione di una categoria tipologica, in relazione alle caratteristiche di classifica delle strade che s'intersecano;**
- **la procedura compositiva degli elementi geometrici e funzionali, atti a realizzare le possibili manovre di svolta, necessarie per il trasferimento dei flussi da una strada all'altra.**

D. M. 19/04/2006 (2)

Occorre tener presente che in corrispondenza delle intersezioni stradali i veicoli compiono manovre, abbandonando quindi un regime di marcia caratterizzato da velocità pressoché costanti e da traiettorie a bassa curvatura, per passare rapidamente ad un regime che è essenzialmente di moto vario. Dette manovre sono infatti caratterizzate da velocità variabili e da traiettorie fortemente curve, almeno nella maggioranza dei casi.



Definizioni

- **CORRENTE DI TRAFFICO (VEICOLARE)**
- **MANOVRA ELEMENTARE**
- **PUNTO DI COLLISIONE O CONFLITTO**
- **AREA DI MANOVRA**
- **AREA DI COLLISIONE**
- **AREA DI INTERSEZIONE**

Manovre elementari (1)

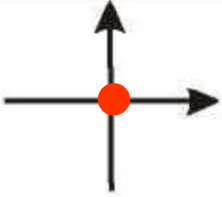
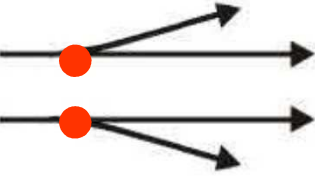
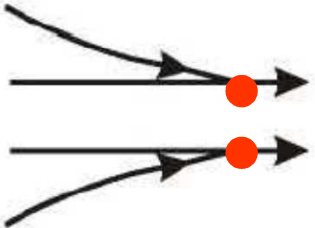


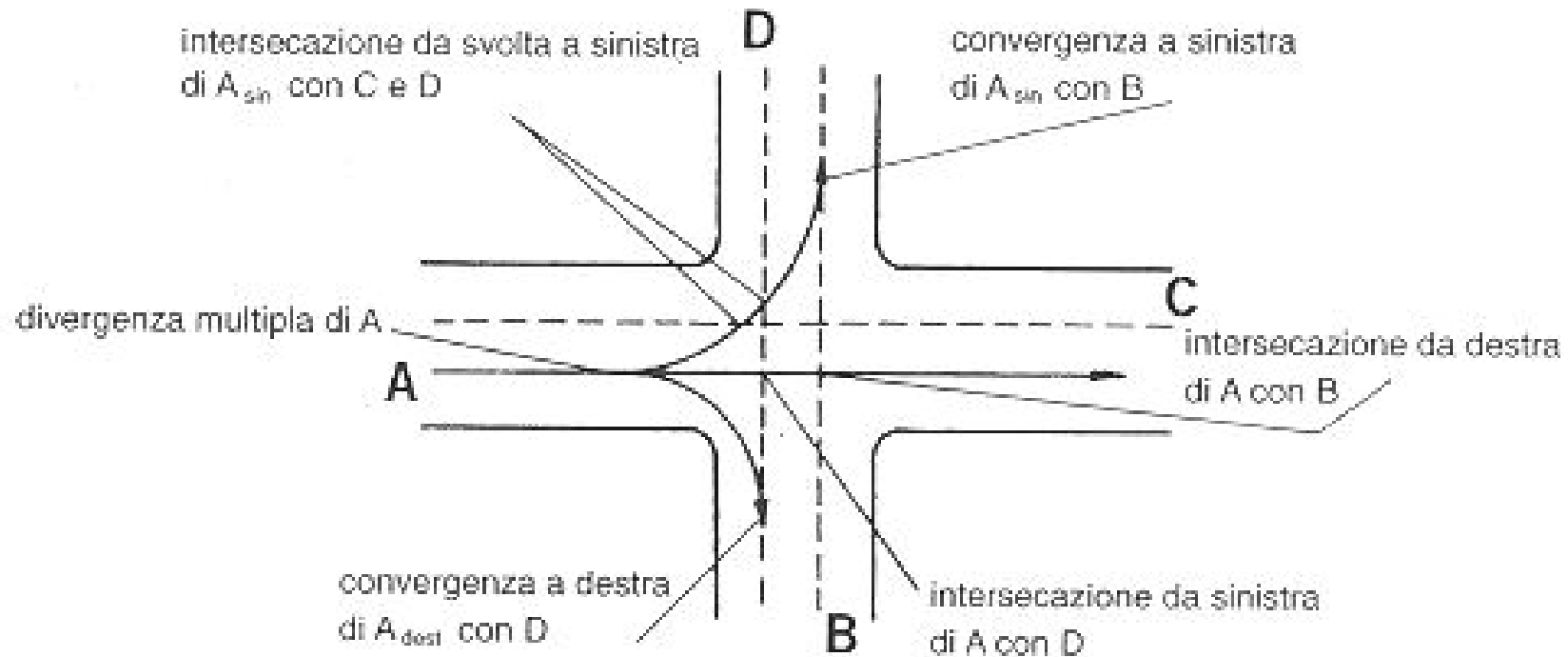
a) attraversamento ad incrocio		
b) diversione o uscita	in sinistra in destra	
c) immissione o entrata	in sinistra in destra	
d) svolta propriamente detta		
e) scambio		

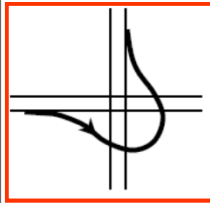
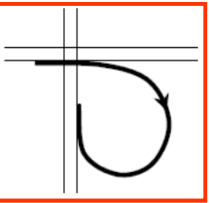
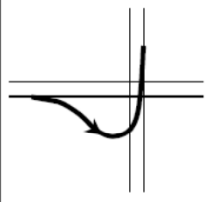
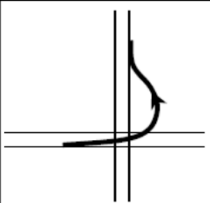
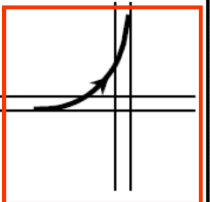
Figura 1 - Definizione delle manovre elementari.

Manovre elementari (2)

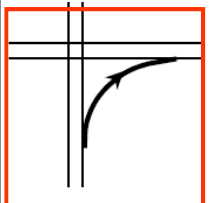
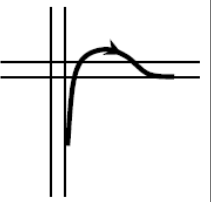
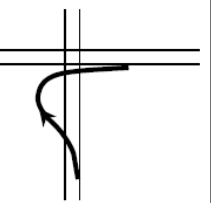
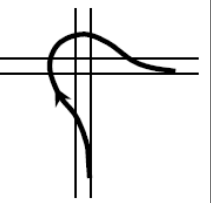
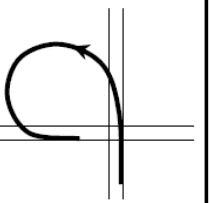


Classificazione funzionale manovre di svolta

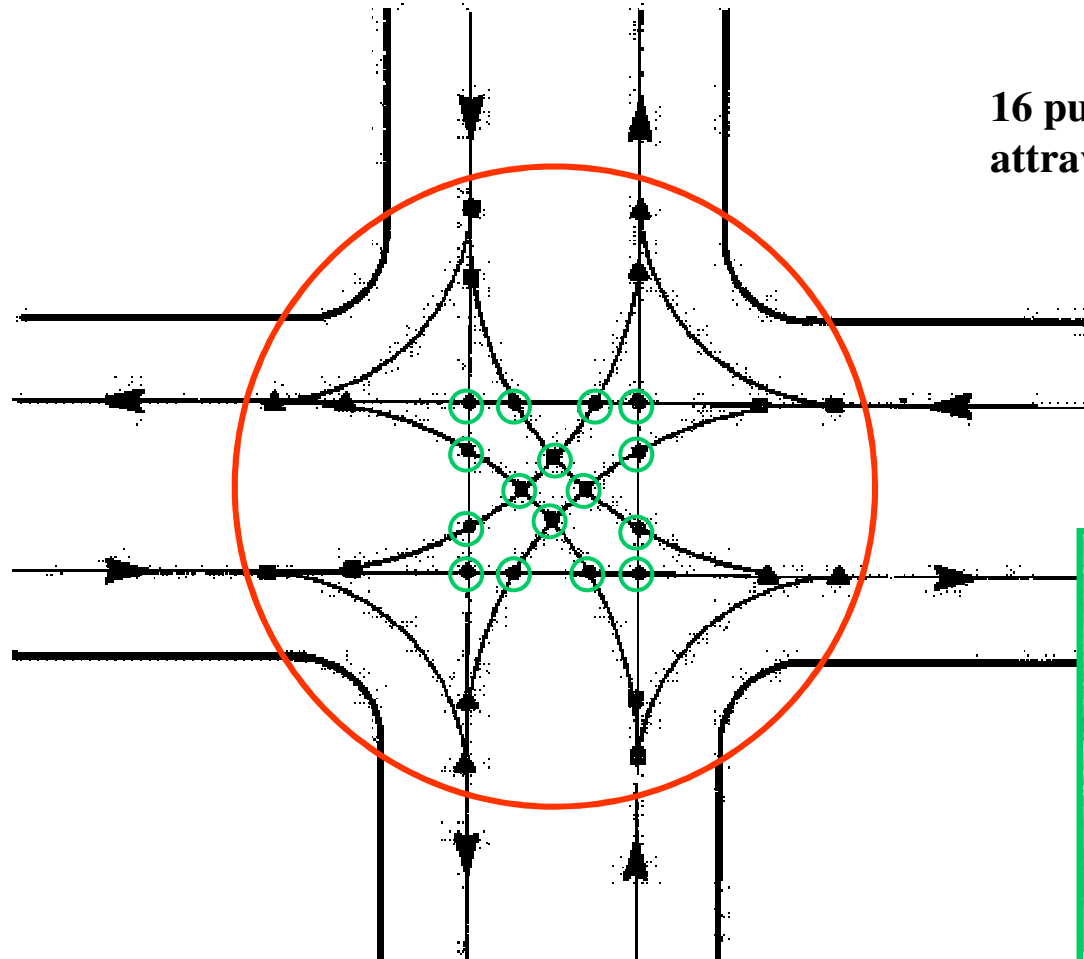
2.3 - TIPOLOGIE ESSENZIALI PER LA SVOLTA A SINISTRA

	DIRETTA	SEMIDIRETTA	INDIRETTA (LOOP)
Uscita in DS Entrata in DS			
Uscita in DS Entrata in SX			
Uscita in SX Entrata in DS			
Uscita in SX Entrata in SX			

2.4 - TIPOLOGIE ESSENZIALI PER LA SVOLTA A DESTRA

	DIRETTA	SEMIDIRETTA	INDIRETTA (LOOP)
Uscita in DS Entrata in DS			
Uscita in DS Entrata in SX			
Uscita in SX Entrata in DS			
Uscita in SX Entrata in SX			

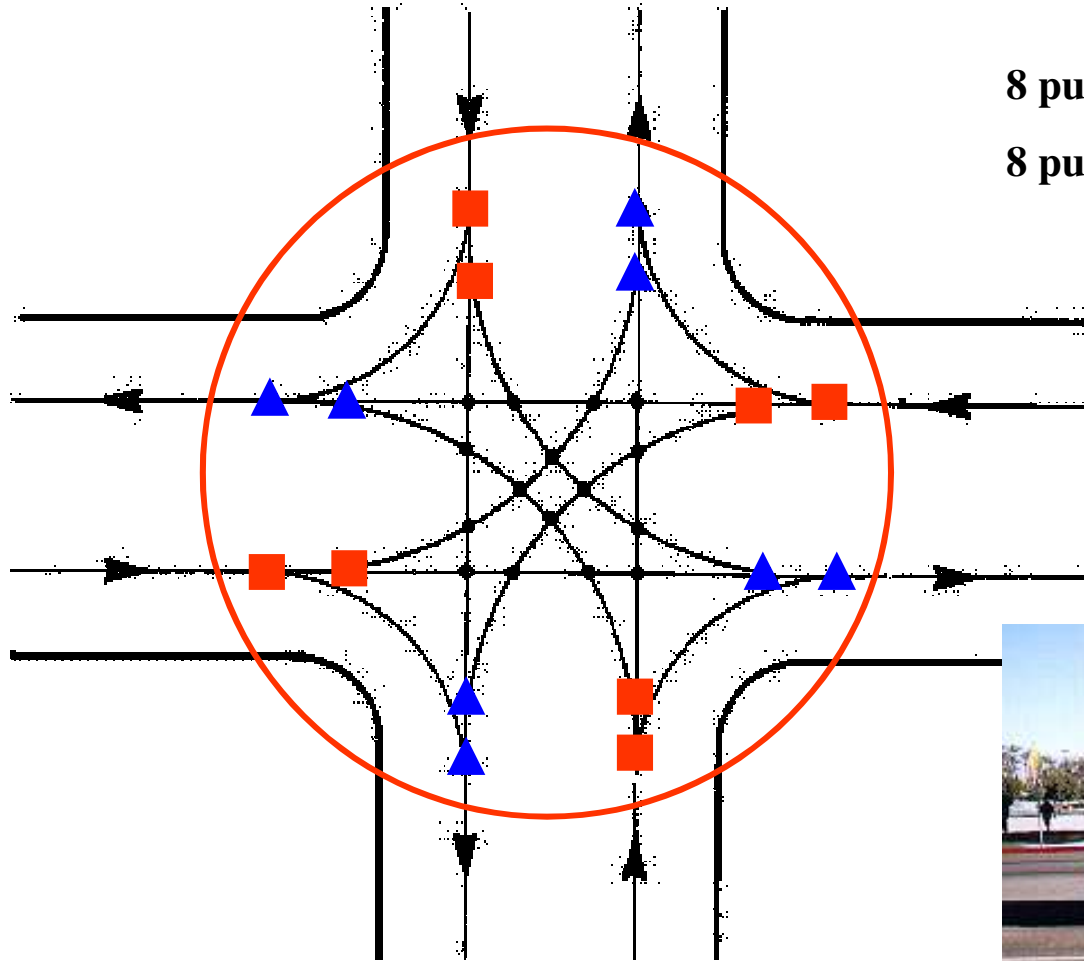
Punti di conflitto (1)



16 punti di conflitto di intersezione o attraversamento



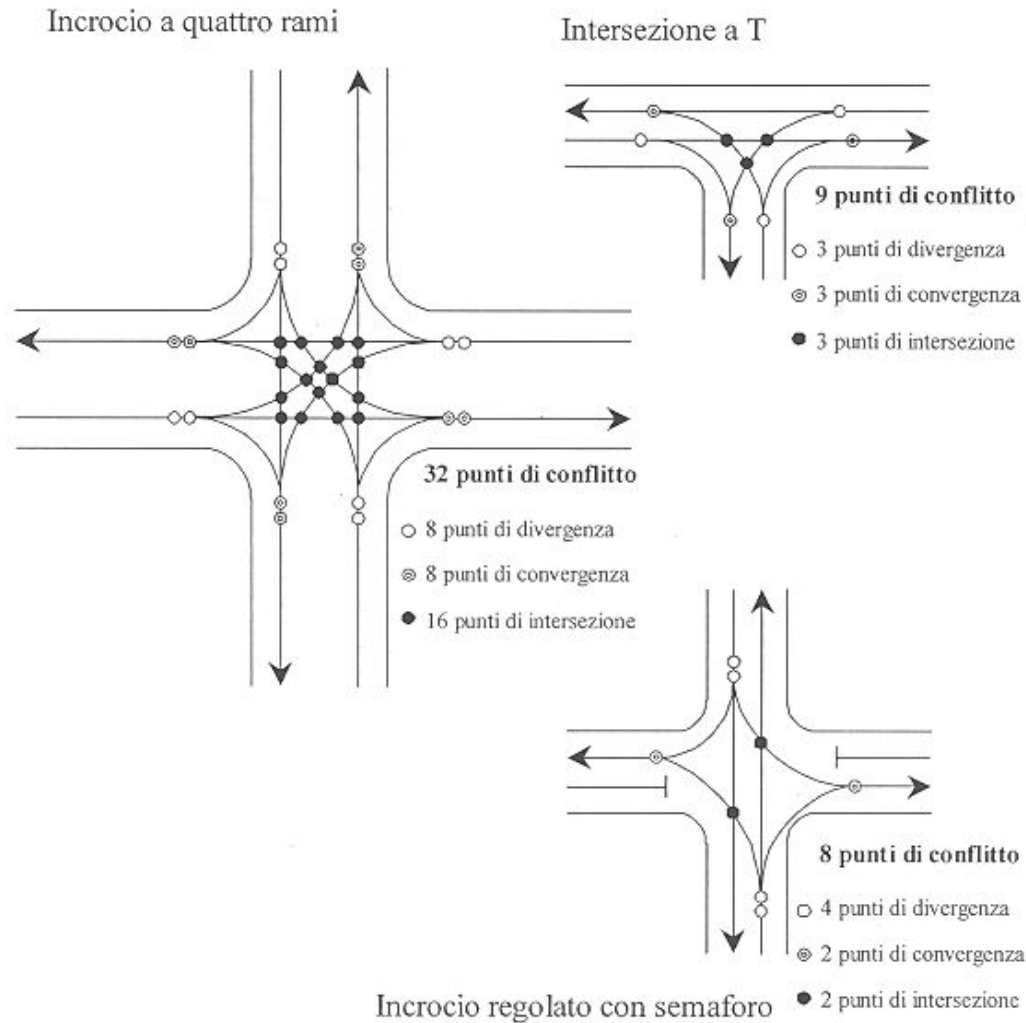
Punti di conflitto (2)



**8 punti di conflitto di diversione;
8 punti di conflitto di immissione.**

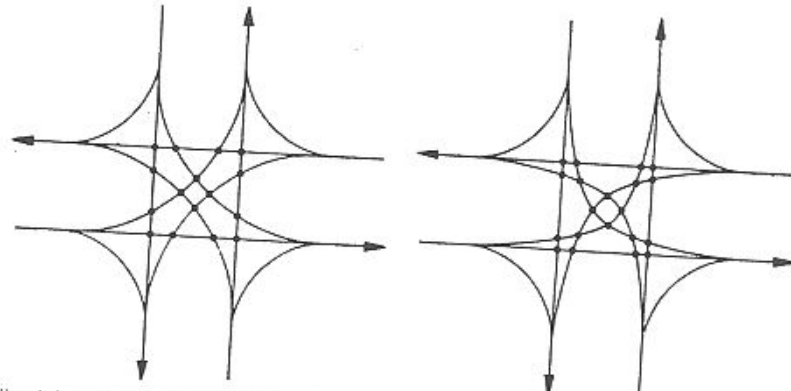


Punti di conflitto (3)



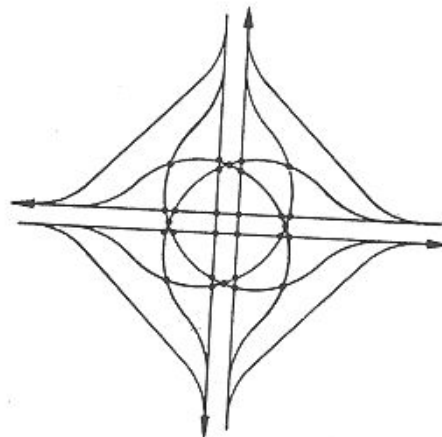
Intersezione o attraversamento;
Divergenza, divergenza o deviazione;
Immissione o convergenza.

Punti di conflitto (4)



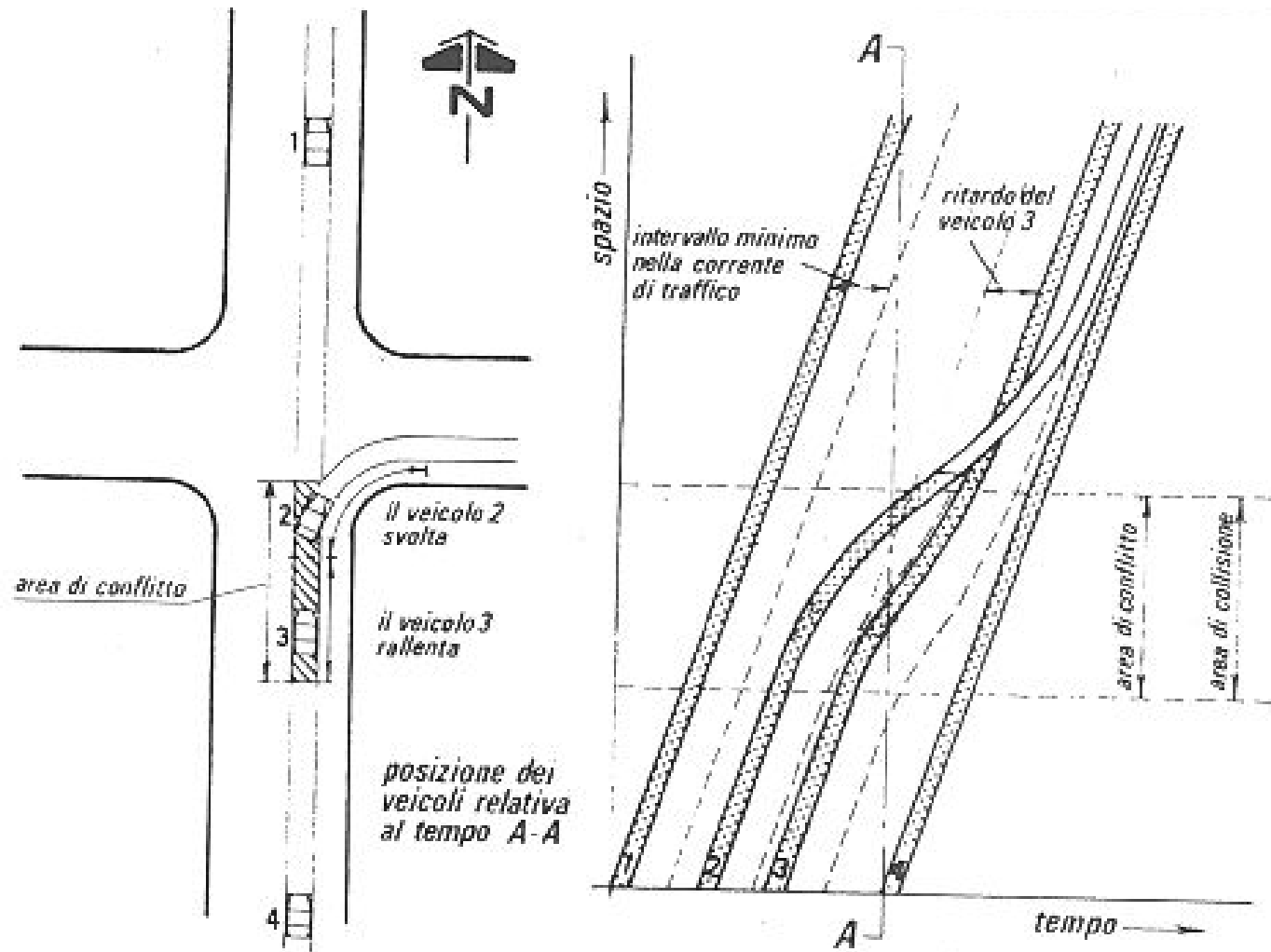
Alla sinistra del centro dell'intersezione
(16 punti)

Alla destra del centro dell'intersezione
(20 punti)

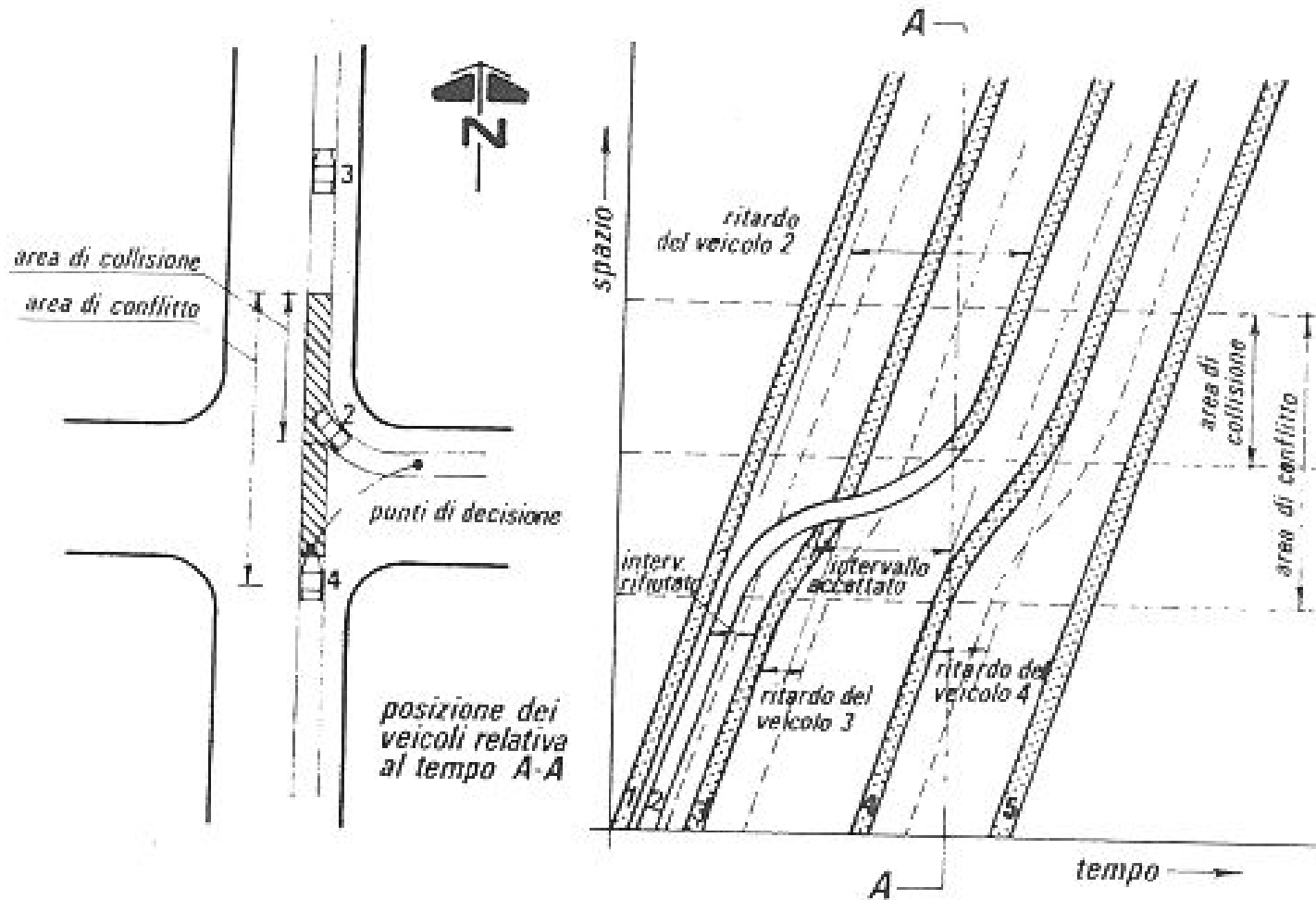


All'esterno dell'area di intersecazione delle correnti dirette (28 punti)

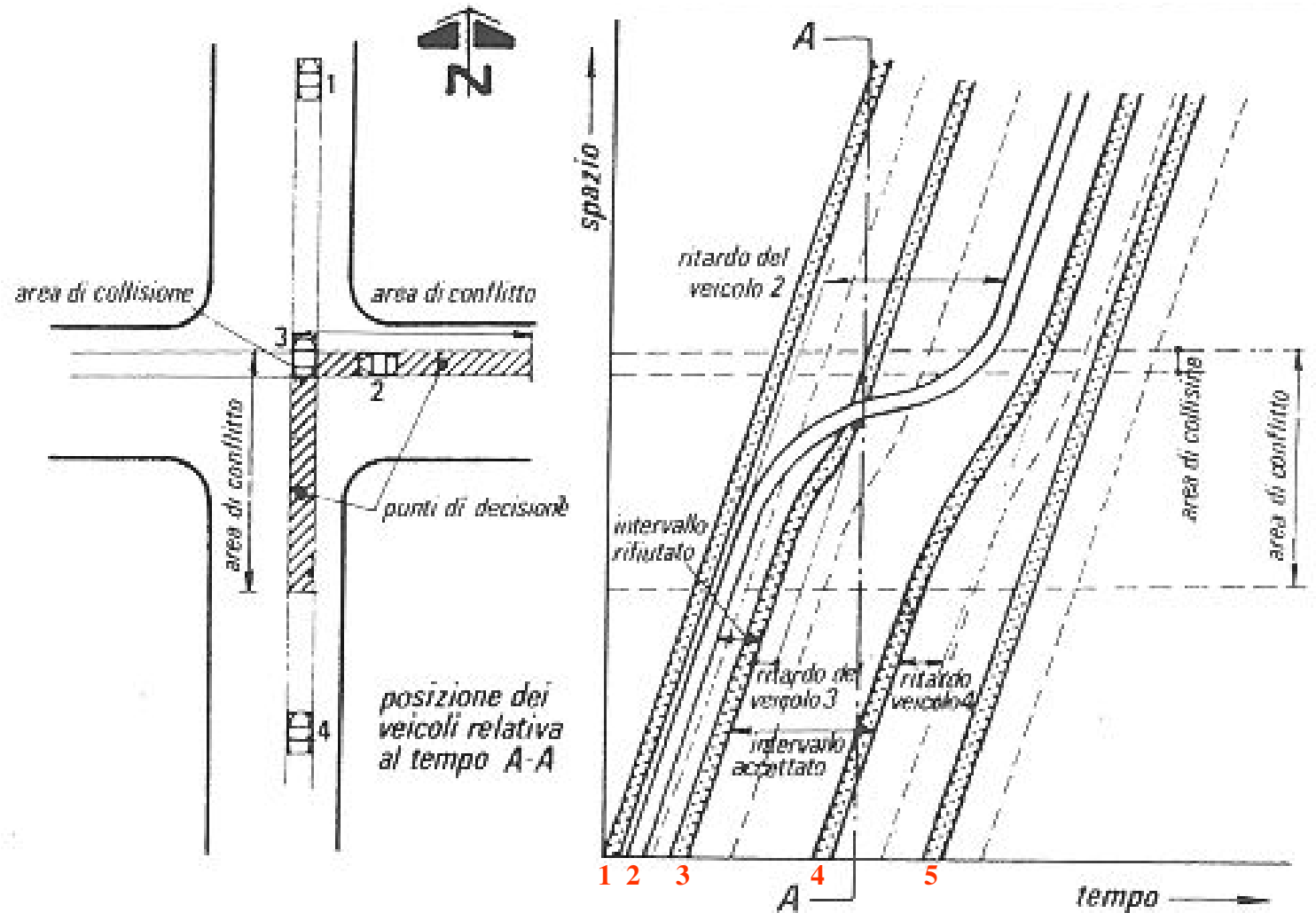
Area di manovra e di conflitto (1)



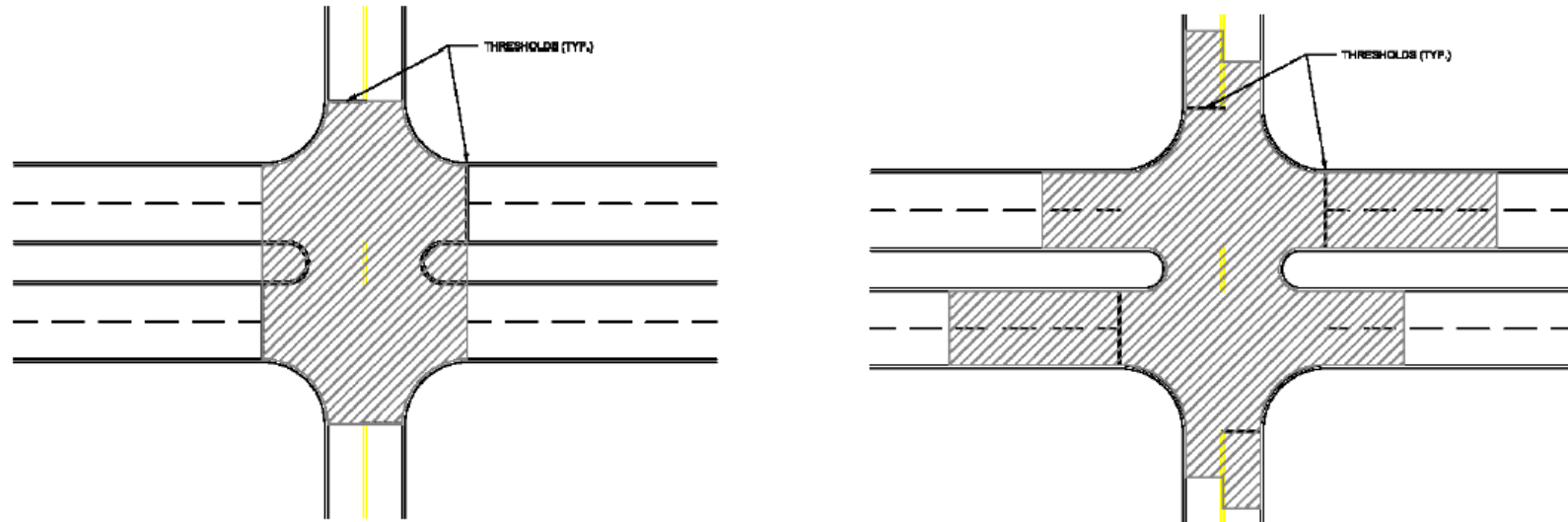
Area di manovra e di conflitto (2)



Area di manovra e conflitto (3)



Area funzionale di un'intersezione (1)



Area funzionale di un'intersezione (2)

TABLE 8-4 Representative Examples of Upstream Functional Intersection Distances

Location	Speed (mph)	Distance Traveled During Perception-Reaction Time, d_1 (ft)	Maneuver Distance, d_2 (ft)	Perception-Reaction Plus Maneuver Distances, $d_1 + d_2$ (ft)	Queue Storage Length, d_3^a (ft)	Upstream Functional Distance $d_1 + d_2 + d_3$ (ft)
Rural	50	185	425	610	50 ^b	660
	60	220	605	825	50	875
	70	255	820	1045	50	1095
Suburban	30	110	160	270	375 ^c	645
	40	145	275	420	250 ^d	670
	50	185	425	610	125 ^e	735
Urban	20	45	70	115	500 ^{f, g}	615
	30	65	160	225	500 ^{f, g}	725

^a Queue storage needs to be determined for each approach to each intersection using methods such as those discussed in Chapter 10.

^b Minimum storage of two automobiles or one truck.

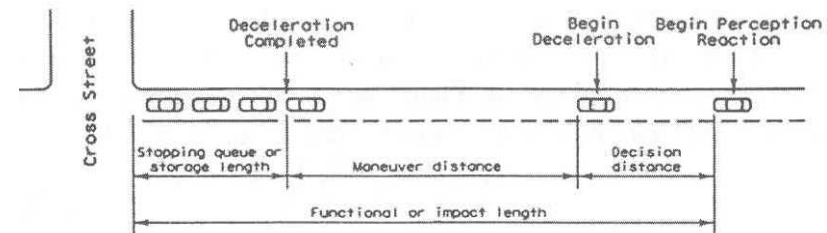
^c Example of storage for 15 automobiles.

^d Example of storage for 10 automobiles.

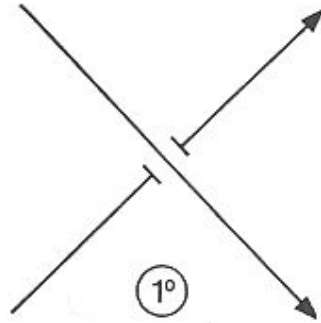
^e Example of storage for 5 automobiles.

^f Example of storage for 20 automobiles.

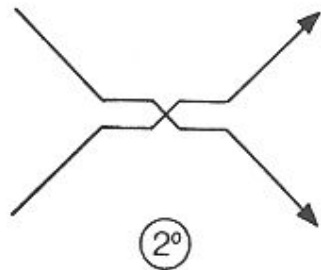
^g Dual left-turn lanes can reduce the queue storage length.



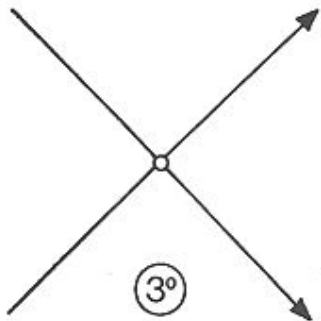
Riduzione dei punti di conflitto (1)



1°) Livelli sfalsati (senza variazione di velocità per le correnti)



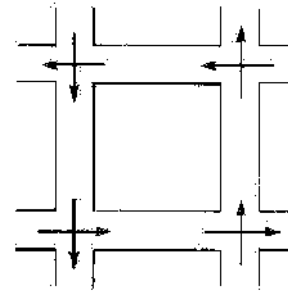
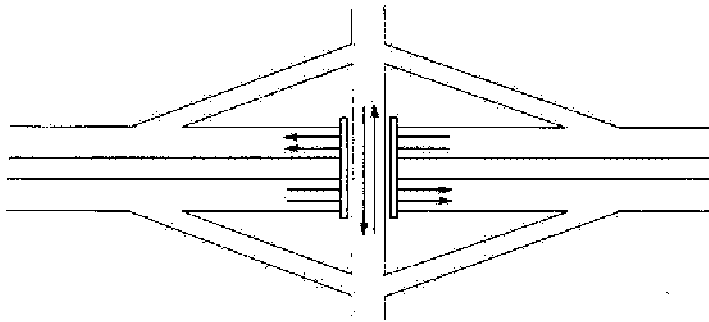
2°) Manovra di scambio (con diminuzione di velocità per le correnti)



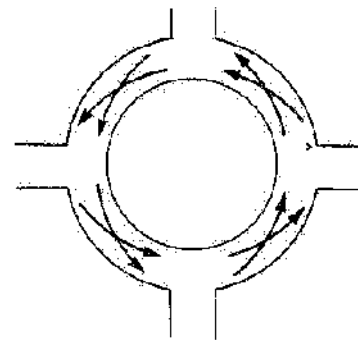
3°) Precedenza o semaforo (con eventuale arresto di una od ambedue le correnti)

Riduzione dei punti di conflitto (2)

Separazione delle traiettorie con sfalsamento altimetrico o spostamento nel piano;



Trasformazione dei punti di conflitto di attraversamento in punti di diversione o immissione con adeguati tronchi di scambio;



Sfalsamento temporale di tipo imposto (semaforo) o di tipo imposto dall'utente con segnaletica (precedenza o stop).

Classificazione Tipologica delle intersezioni (1)

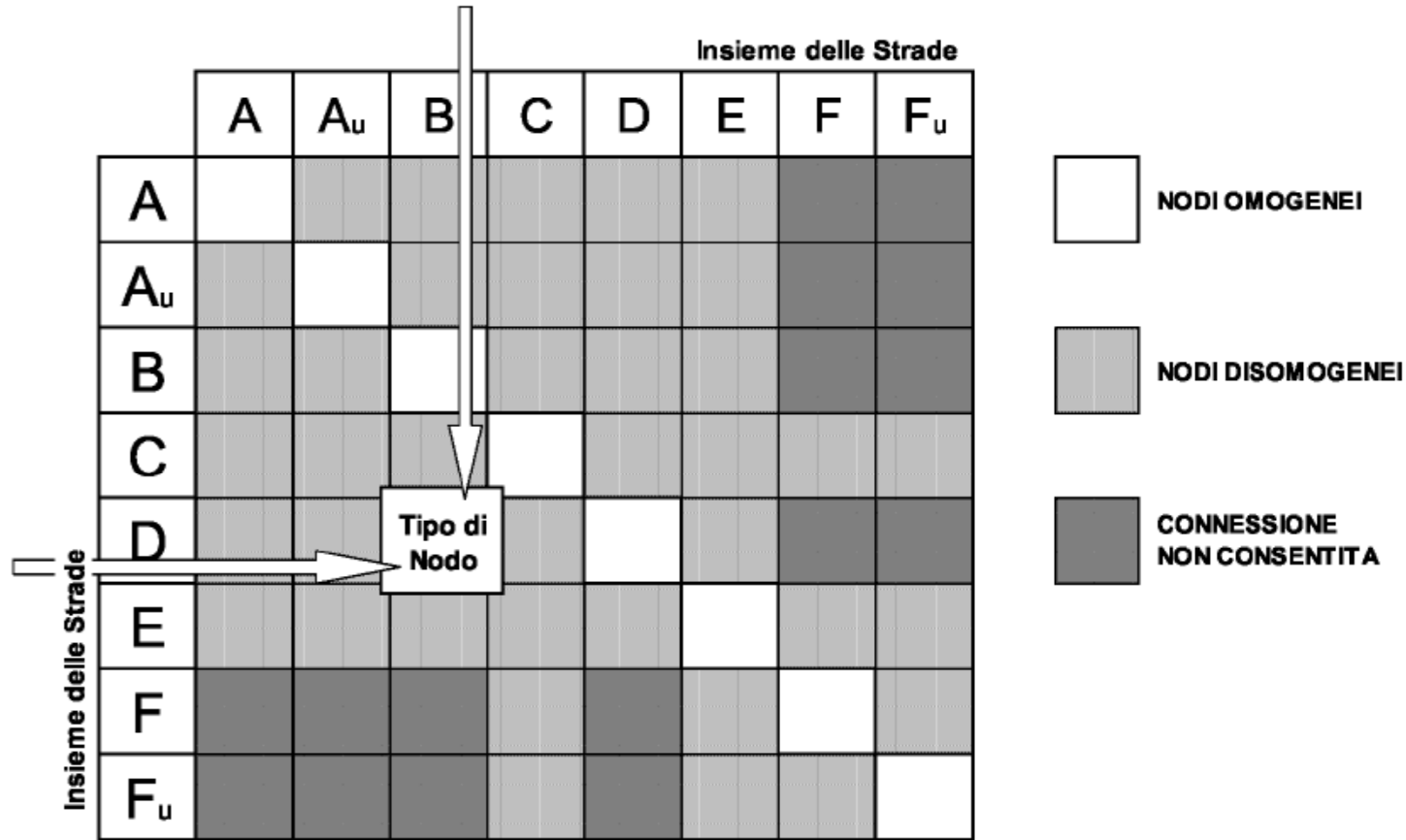


Figura 2 - matrice simbolica di rappresentazione di tutti i possibili nodi d'intersezione.

Classificazione Tipologica delle intersezioni (2)

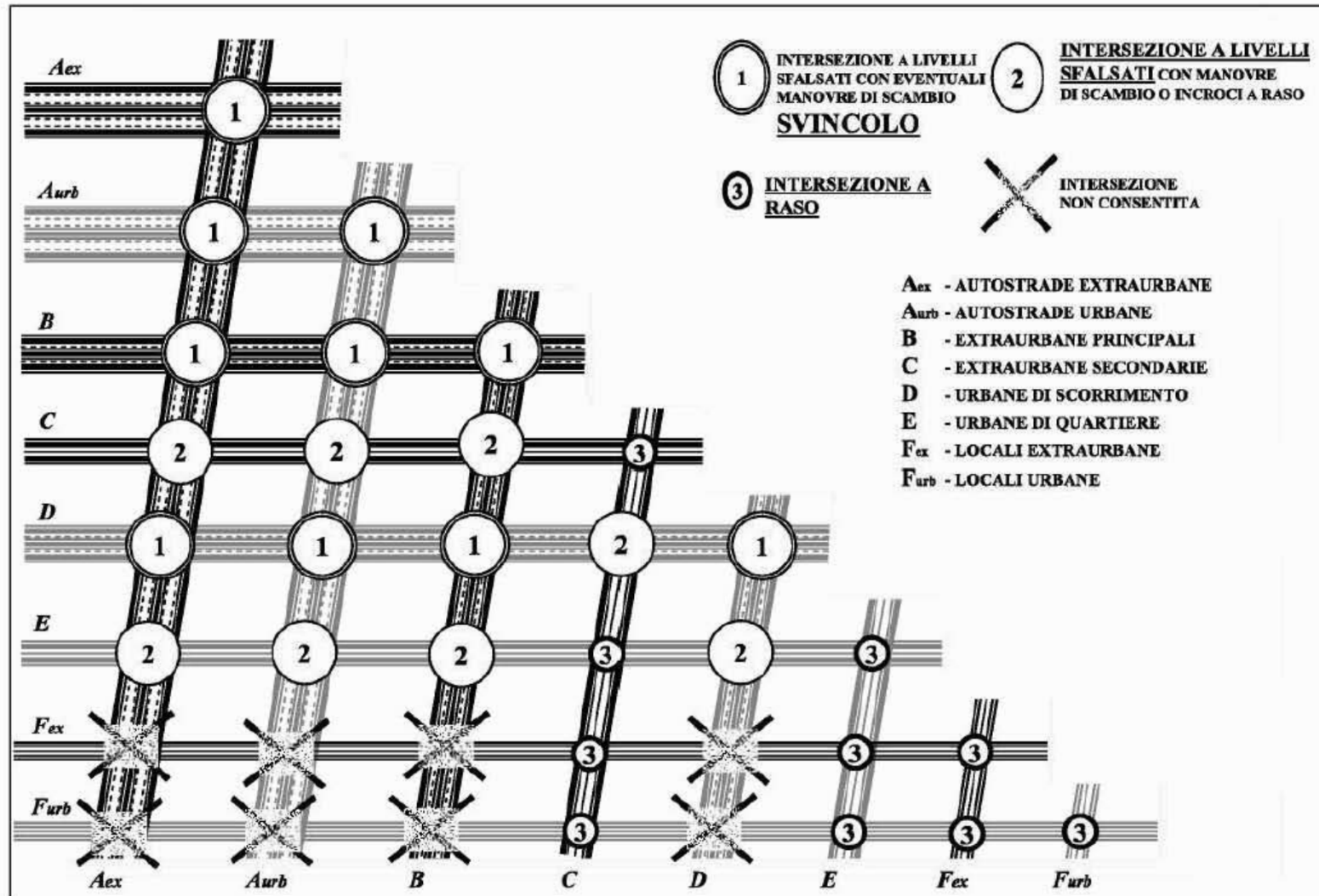


Figura 3 - Organizzazione delle reti stradali e definizione delle intersezioni ammesse (come livelli minimi).

Classificazione Tipologica delle intersezioni (3)

2.5.2 - Matrice della classificazione funzionale per le intersezioni urbane

LIVELLI MINIMI DA RISPETTARE

*
Nelle intersezioni a tre braccia il simbolo X/Y intende che la strada X s'innesta sulla Y. In queste intersezioni non sono consentite le Aurb/Furb e le D/Furb

SEZIONI TIPO PREVISTE DALLE NORME FUNZIONALI E GEOMETRICHE		Aurb - AUTOSTRADE URBANE			D - URBANE DI SCORRIMENTO				E - URBANE DI QUARTIERE			Furb - LOCALI URBANE	
Aurb - AUTOSTRADE URBANE		Aurb/Aurb A due o più livelli, con o senza carreggiate supplementari per manovre di scambio. Schede 1,2,3,4											
D - URBANE DI SCORRIMENTO		Aurb/D/Aurb A due livelli, con o senza carreggiate supplementari per manovre di scambio. Schede 1,2,3,4			D/D A due livelli, anche con manovre di scambio lungo una rotatoria. Schede 2,4,5,6								
E - URBANE DI QUARTIERE		Aurb/E/Aurb A due livelli, anche con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo C. Schede 4,7,8,9			D/E/D A due livelli, con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo "E". Schede 6,7,8,9				E/E A due livelli o a raso, con rotatorie o incroci canalizzati. Schede 8,9,10				
Furb - LOCALI URBANE		Intersezione non consentita. Scheda 11			Intersezione non consentita. Scheda 11				D/Furb-Furb/D A raso con rotatorie e canalizzazioni. Scheda 10			Furb/Furb A raso con rotatorie e canalizzazioni. Scheda 10	

Classificazione Tipologica delle intersezioni (4)

2.5.3 - Matrice della classificazione funzionale per le intersezioni extraurbane

LIVELLI MINIMI DA RISPETTARE

*
Nelle intersezioni a tre braccia il simbolo X/Y intende che la strada X s'innesta sulla Y.
In queste intersezioni non sono consentite le Aex/C e le B/Fex.

SEZIONI TIPO PREVISTE DALLE NORME FUNZIONALI E GEOMETRICHE		Aex-AUTOSTRADE EXTRAURBANE	B-EXTRAURBANE PRINCIPALI	C-EXTRAURBANE SECONDARIE	Fex-LOCALI EXTRAURBANE
Aex-AUTOSTRADE EXTRAURBANE		Aex/Aex A due o più livelli, con o senza carreggiate supplementari per manovre di scambio. Schede 1,2,3,4			
B-EXTRAURBANE PRINCIPALI		Aex/B-B/Aex A due livelli, con o senza carreggiate supplementari per manovre di scambio. Schede 1,2,3,4	B/B A due livelli, anche con manovre di scambio lungo una rotatoria. Schede 2,4,5,6		
C-EXTRAURBANE SECONDARIE		Aex/C-C/Aex A due livelli, anche con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo C. Schede 4,7,8,9	B/C-C/B A due livelli, con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo C. Schede 6,7,8,9	C/C Rotatorie o intersezioni a raso. Scheda 10	
Fex-LOCALI EXTRAURBANE		Intersezione non consentita. Scheda 11	B/Fex-Fex/B A due livelli, con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo Fex. Schede 6,7,8,9	C/Fex-Fex/C Rotatorie o intersezioni a raso. Scheda 10	Fex/Fex Rotatorie o intersezioni a raso. Scheda 10

Classificazione Tipologica delle intersezioni (5)

2.5.4 - Matrice della classificazione funzionale per le intersezioni extraurbane con quelle urbane

LIVELLI MINIMI DA RISPETTARE

* Nelle intersezioni a tre braccia il simbolo X/Y intende che la strada X s'innesta sulla Y.
In queste intersezioni non sono consentite le Aurb/C e le Aex/E.

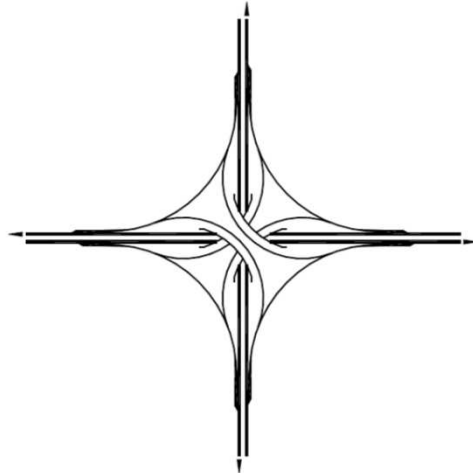
SEZIONI TIPO PREVISTE DALLE NORME FUNZIONALI E GEOMETRICHE		Aex-AUTOSTRADE EXTRAURBANE	B-EXTRAURBANE PRINCIPALI	C-EXTRAURBANE SECONDARIE	Fex-LOCALI EXTRAURBANE
Aurb-AUTOSTRADE URBANE		Aex/Aurb-Aurb/Aex A due o più livelli, con o senza carreggiate supplementari per manovre di scambio Schede 1,2,3,4	B/Aurb-Aurb/B A due livelli, con o senza carreggiate supplementari per manovre di scambio Schede 1,2,3,4	*C/Aurb-Aurb/C A due livelli, anche con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo C Schede 4,7,8,9	Intersezione non consentita Scheda 11
D-URBANE DI SCORRIMENTO		Aex/D-D/Aex A due livelli, con o senza carreggiate supplementari per manovre di scambio Schede 1,2,3,4	B/D-D/B A due livelli, anche con manovre di scambio lungo una rotatoria Schede 2,4,5,6	C/D-D/C A due livelli, con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo C Schede 6,7,8,9	Intersezione non consentita Scheda 11
E-URBANE DI QUARTIERE		*Aex/E-E/Aex A due livelli, anche con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo E Schede 4,7,8,9	B/E-E/B A due livelli, con incroci a raso o manovre di scambio sulla strada tipo E Schede 6,7,8,9	C/E-E/C Rotatorie o intersezioni a raso Scheda 10	Fex/E-E/Fex Rotatorie o intersezioni a raso Scheda 10
Furb-LOCALI URBANE		Intersezione non consentita Scheda 11	Intersezione non consentita Scheda 11	C/Furb-Furb/C Rotatorie o intersezioni a raso Scheda 10	Fex/Furb-Furb/Fex Rotatorie o intersezioni a raso Scheda 10

Schemi organizzativi intersezioni (1)

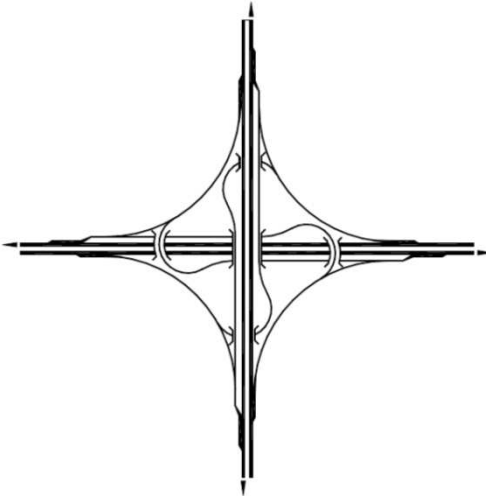
SCHEDA N. 1

Svincoli a quattro braccia, a due o più livelli, senza tronchi di scambio (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

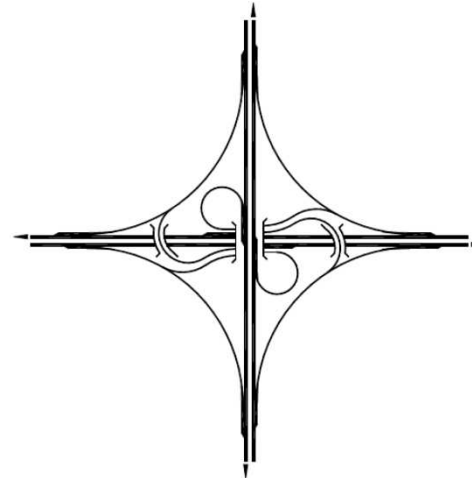
Con rampe dirette e semidirette, uscite ed entrate in destra, a 4 livelli. (Croce di Malta)



Con rampe dirette e semidirette, uscite ed entrate in destra, a 2 livelli. (Mulino a vento)



Con rampe dirette, semindirette e indirette, uscite ed entrate in destra, a 2 livelli (Variazione al mulino a vento)



Schemi organizzativi intersezioni (2)



Schemi organizzativi intersezioni (3)

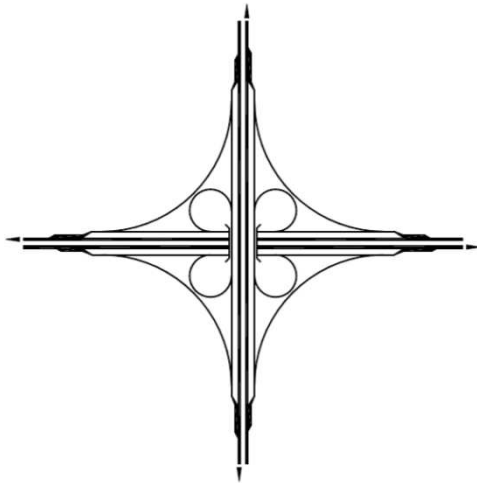


Schemi organizzativi intersezioni (4)

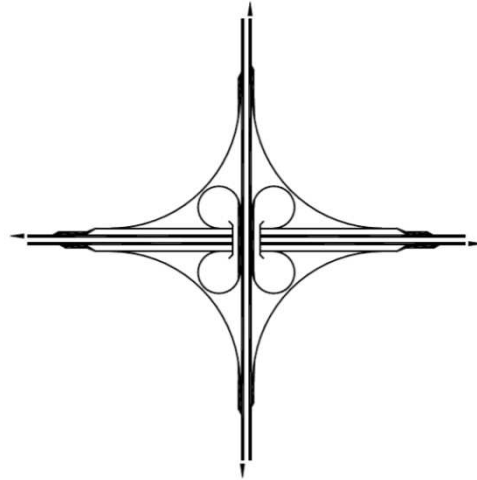
SCHEDA N. 2

Intersezioni a quattro braccia, a due livelli, con o senza carreggiate supplementari per lo scambio (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

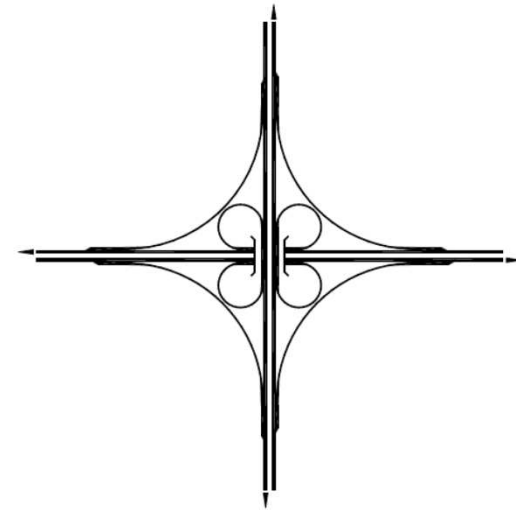
Con rampe dirette e indirette, uscite ed entrate in destra, e carreggiate supplementari su ambedue le vie.
(Quadrifoglio potenziato)



Con rampe dirette e indirette, uscite ed entrate in destra, e carreggiate supplementari su una sola via.
(Quadrifoglio parzialmente potenziato)



Con rampe dirette e indirette, uscite ed entrate in destra, senza carreggiate supplementari
(Quadrifoglio semplice)

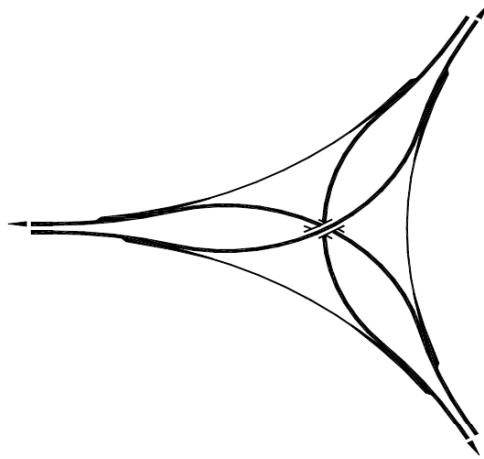


Schemi organizzativi intersezioni (5)

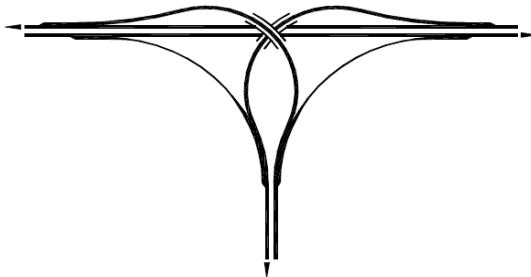
SCHEDA N. 3

Svincoli a tre braccia, a tre livelli, senza manovre di scambio (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

Con rampe dirette, uscite ed entrate in destra.



Con rampe dirette e semidirette, uscite ed entrate in destra.

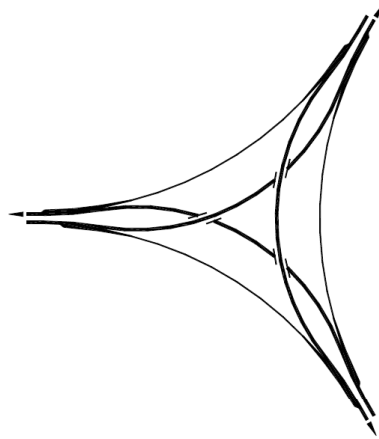


Schemi organizzativi intersezioni (6)

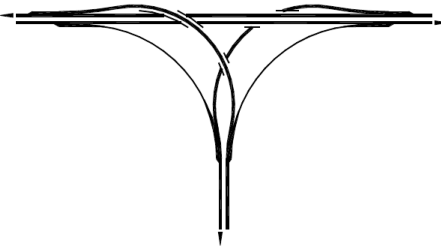
SCHEDA N. 4

Svincoli a tre braccia, a due livelli, senza manovre di scambio (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

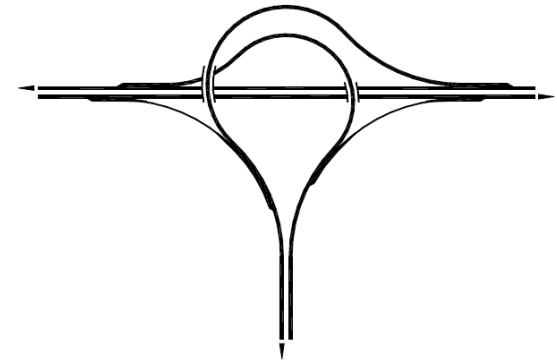
Con rampe dirette, uscite ed entrate in destra.



Con rampe dirette e semidirette, uscite ed entrate in destra.

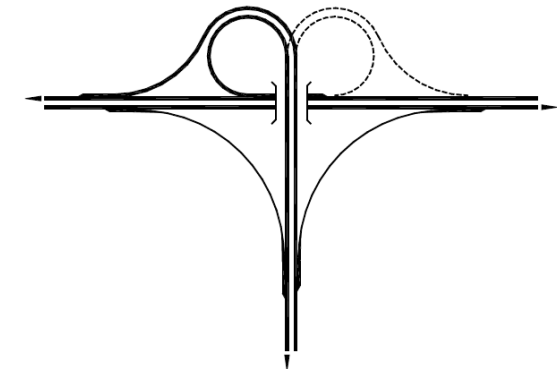


Con rampe dirette e semidirette, uscite ed entrate in destra. (Racchetta)



Con rampe dirette, semidirette ed indirette, uscite ed entrate in destra.

(Trombetta)

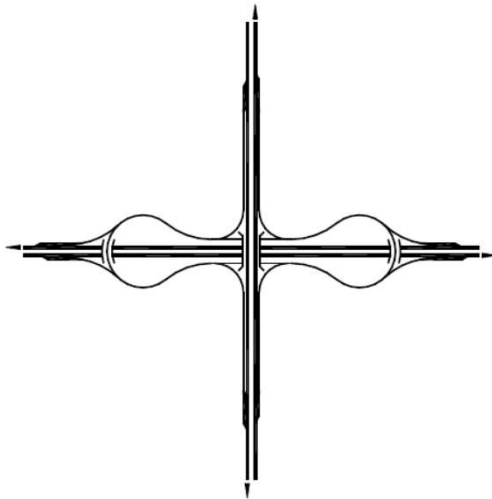


Schemi organizzativi intersezioni (7)

SCHEDA N. 5

Intersezioni a quattro braccia, a due livelli, con tronchi di scambio (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

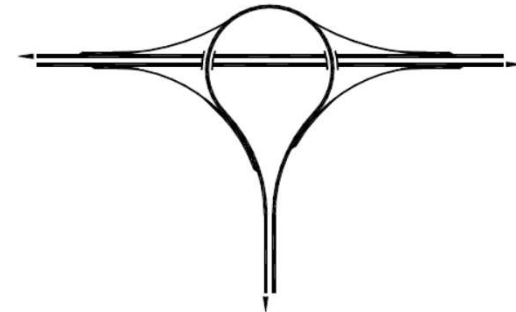
Con uscite ed entrate in destra.
(Clessidra)



SCHEDA N. 6

Intersezioni a tre braccia, a due livelli, con tronchi di scambio (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

Con uscite ed entrate in destra.
(Racchetta simmetrica)

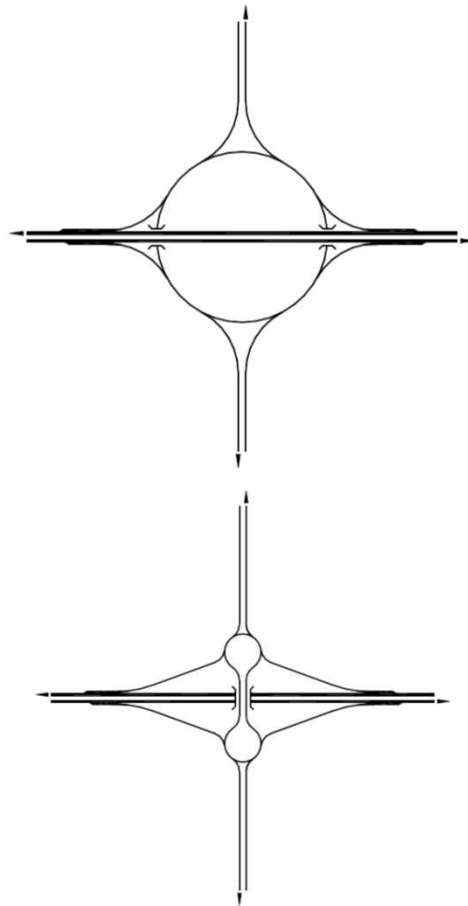


Schemi organizzativi intersezioni (8)

SCHEDA N.7

Intersezioni a quattro braccia, a due livelli, con tronchi di scambio a formare rotatoria sulla strada di gerarchia inferiore (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

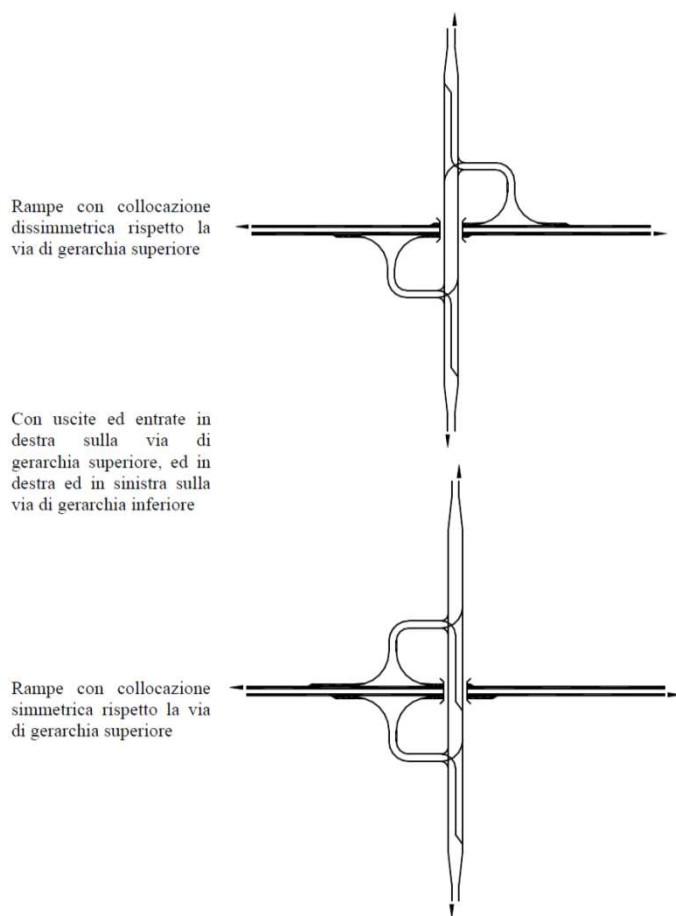
Con uscite ed entrate in destra sulla via di gerarchia superiore, ed in destra ed in sinistra sulla via di gerarchia inferiore. Circolazione a rotatoria sulla via di cerchia inferiore.



Schemi organizzativi intersezioni (9)

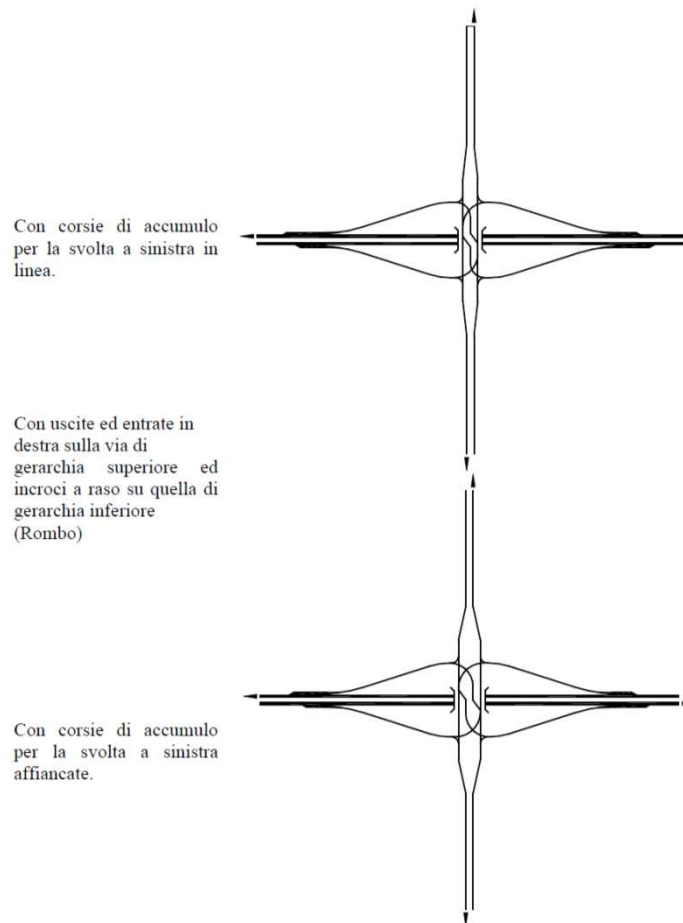
SCHEDA N.8

Intersezioni a quattro braccia, a due livelli, con incroci a raso sulla strada di gerarchia inferiore e con rampe su due soli quadranti (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)



SCHEDA N.9

Intersezioni a quattro braccia, a due livelli, con rampe monodirezionali su ciascun quadrante e con incroci a raso sulla strada di gerarchia inferiore (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

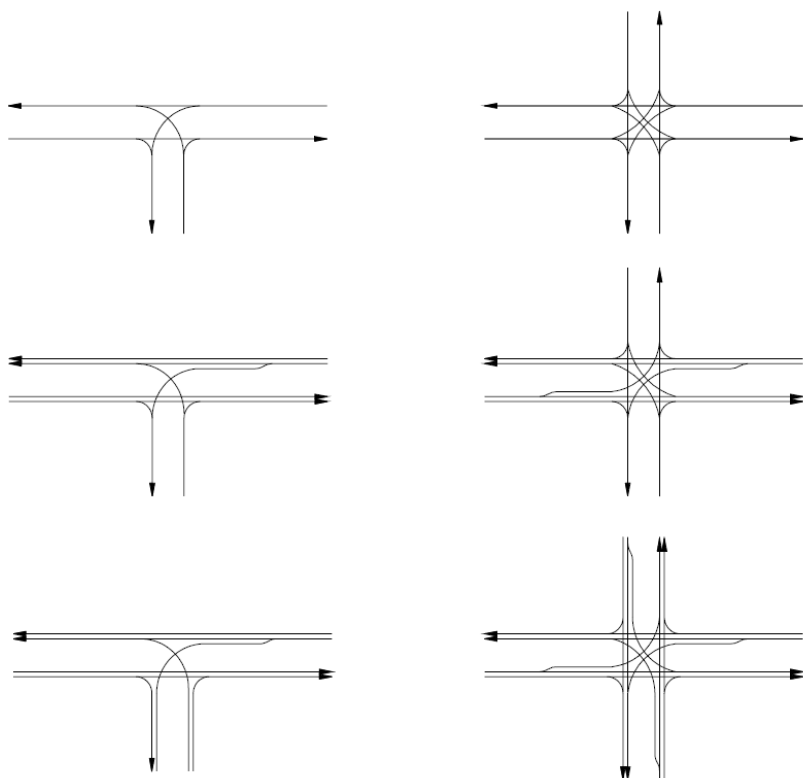


Schemi organizzativi intersezioni (10)

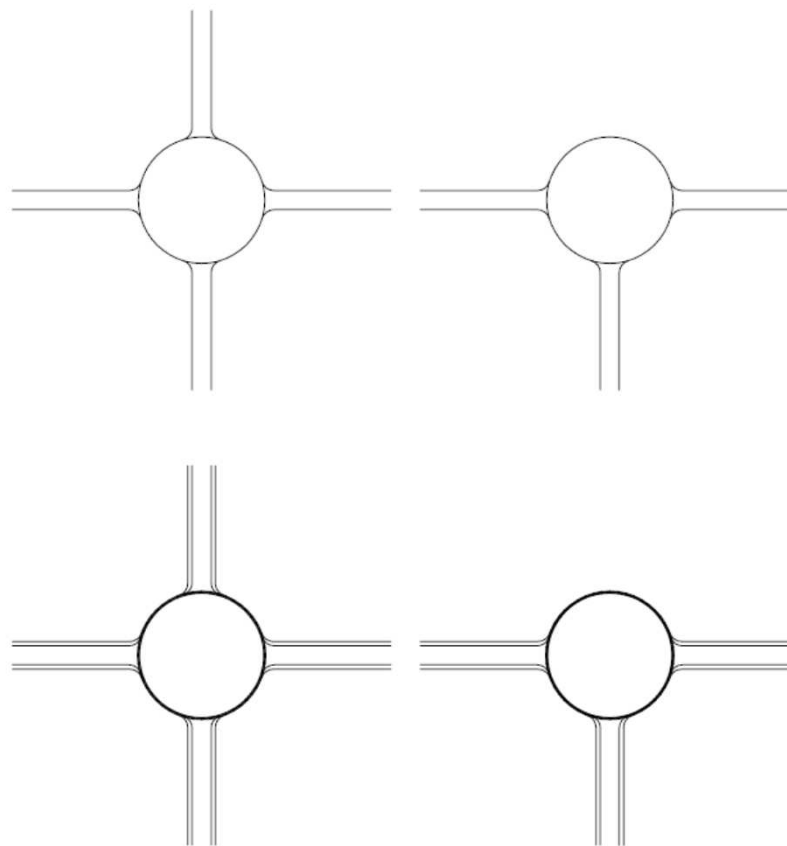
SCHEDA N.10

Intersezioni a tre o quattro braccia, a raso, lineari o a rotatoria (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)

Schemi lineari



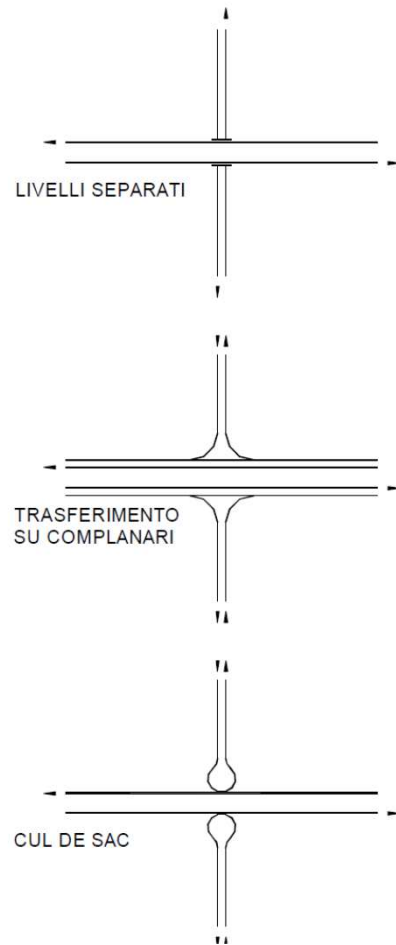
Schemi a rotatoria



Schemi organizzativi intersezioni (11)

SCHEDA N.11

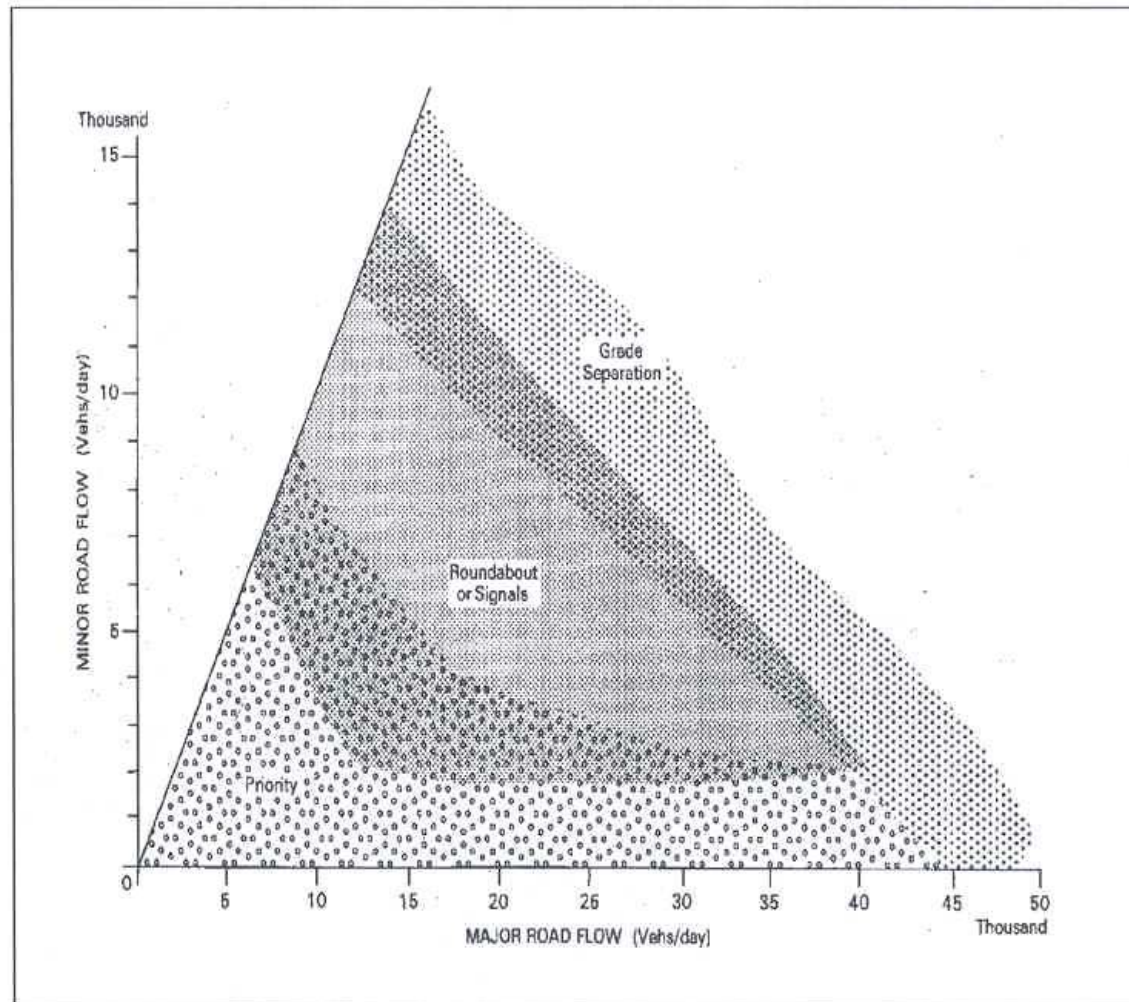
Schemi di risoluzione di intersezioni non consentite (tra tipi di strade di cui alle matrici 3.3, 3.4 e 3.5)



Scelta delle intersezioni (1)

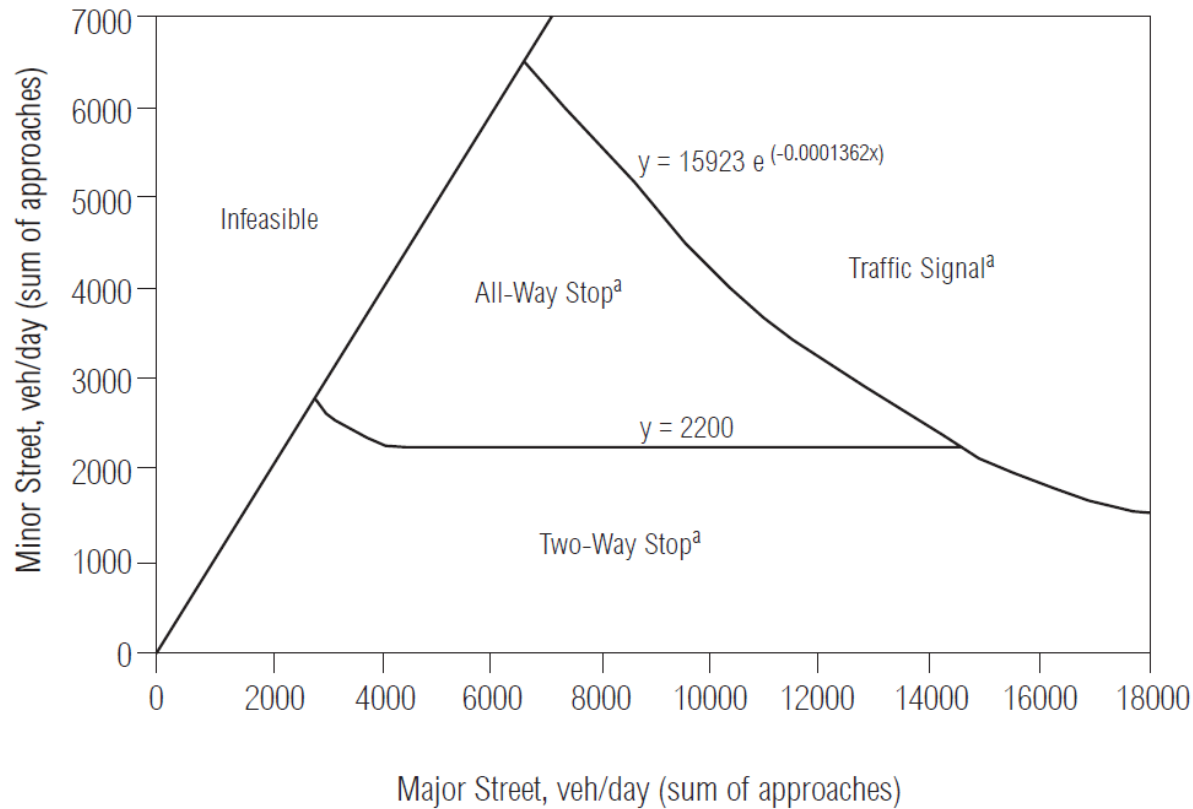


Scelta delle intersezioni (2)



Scelta delle intersezioni (3)

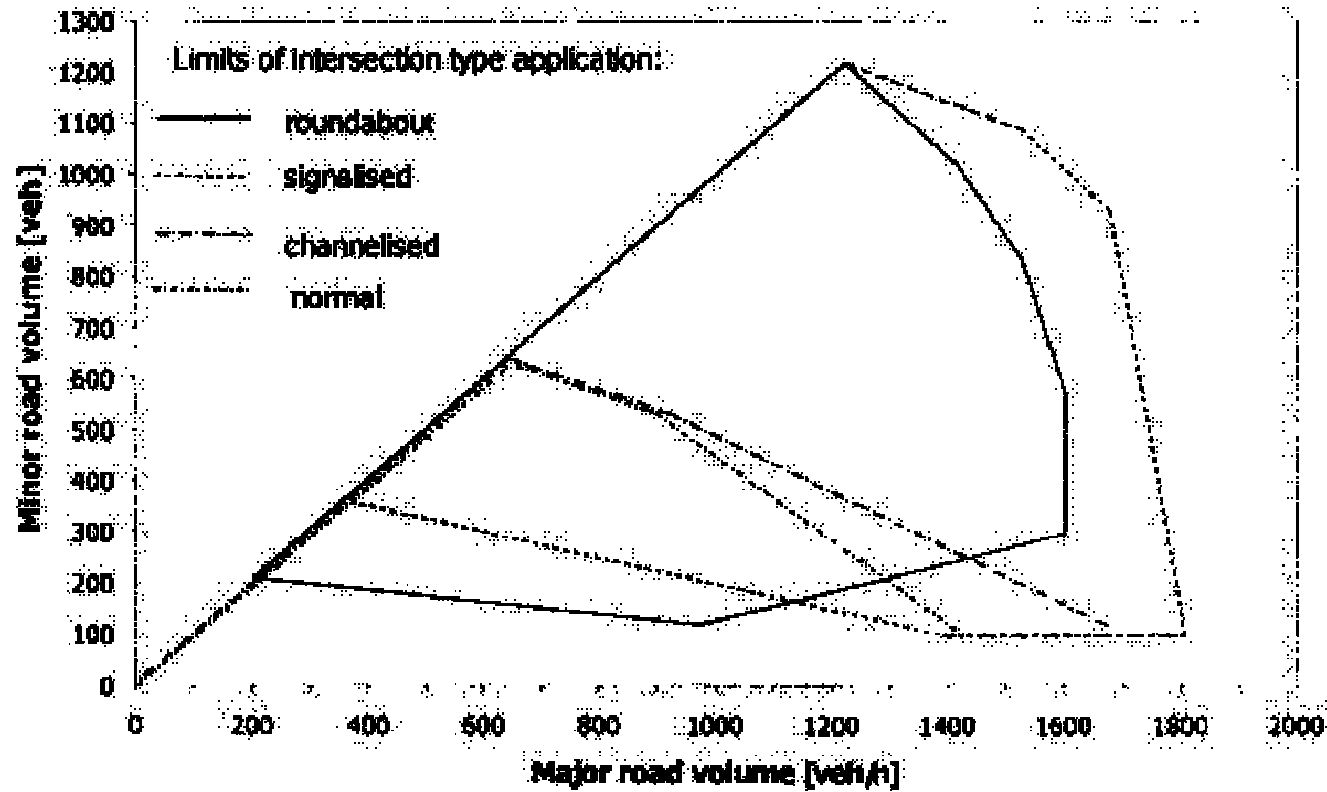
EXHIBIT A30-1. MINIMUM DEMAND CRITERIA FOR SIGNALS AND ALL-WAY STOPS



Note:

a. Roundabouts may be appropriate in some portions of these regimes.

Scelta delle intersezioni (4)



Criteri di inserimento delle intersezioni (1)

La corretta collocazione delle intersezioni va verificata in base a tre condizioni:

- **eventuali interferenze funzionali con intersezioni adiacenti;**
- **compatibilità con le condizioni plano-altimetriche degli assi viari;**
- **compatibilità con le caratteristiche della sede viaria (sede naturale, gallerie, viadotti, ecc.).**

Per quanto concerne l'interferenza con i nodi viari adiacenti, la distanza minima da adottare dipende dalla tipologia della intersezione, dovendosi considerare interferente anche una parziale sovrapposizione della segnaletica di preavviso.

In linea generale si deve adottare in campo extraurbano un distanziamento minimo di 500 m tra intersezioni contigue.

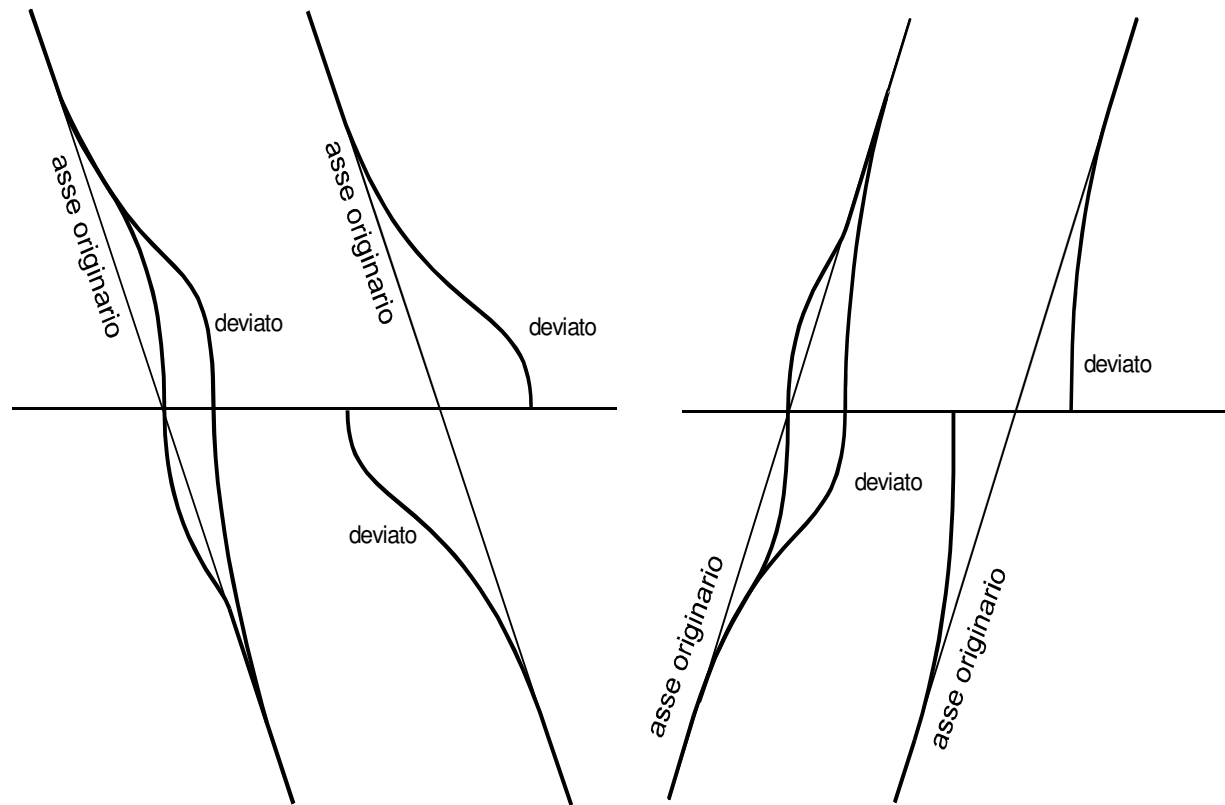
Criteri di inserimento delle intersezioni (2)

Per quanto concerne le condizioni plano-altimetriche, valgono le seguenti avvertenze:

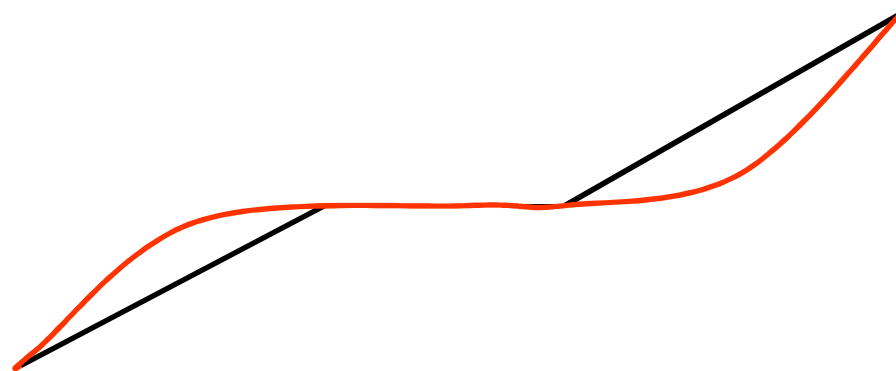
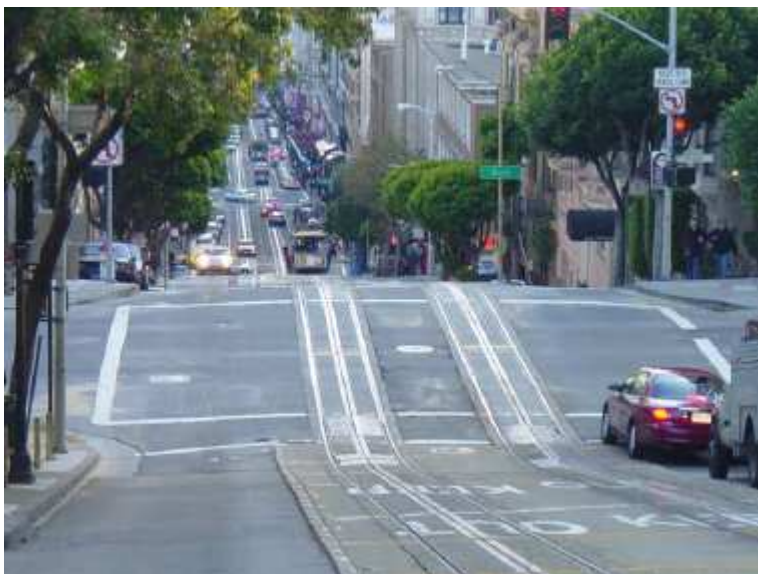
- le intersezioni devono essere realizzate preferibilmente in corrispondenza di tronchi stradali rettilinei; possono essere realizzate anche in tratti di strada curvilinei ma nel rispetto delle distanze minime di visibilità;
- per le intersezioni a raso l'angolazione tra gli assi delle strade non deve risultare inferiore ad un angolo di valore pari a 70° ;
- sulle rampe e lungo gli apprestamenti per le manovre di entrata ed uscita non è consentita la realizzazione di accessi, passi carrabili, aree di sosta, fermate veicolari ed altre consimili funzioni;
- per le intersezioni a raso i rami di interconnessione che realizzano le svolte devono avere pendenze aggiuntive longitudinali non superiori del 2% rispetto alle livellette delle strade confluenti;
- le intersezioni possono essere realizzate in viadotto, in corrispondenza di opere di sostegno ed in galleria, escludendo, in quest'ultimo caso, di ubicare le aree di diversione e di immissione nelle zone di imbocco e di uscita delle galleria

Criteri di inserimento delle intersezioni (3)

Quando la condizione di ortogonalità non è soddisfatta si può effettuare una rettifica della strada secondaria.



Criteri di inserimento delle intersezioni (4)



Elementi di progettazione

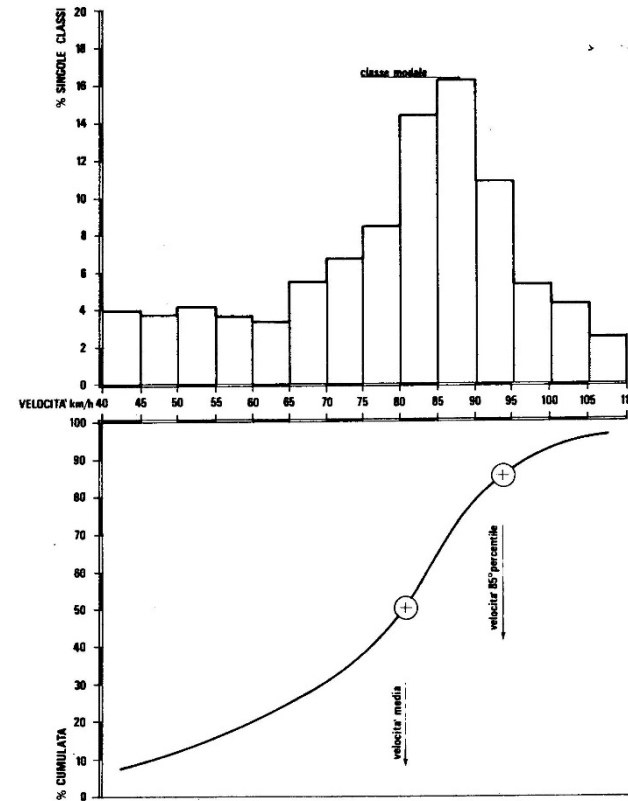
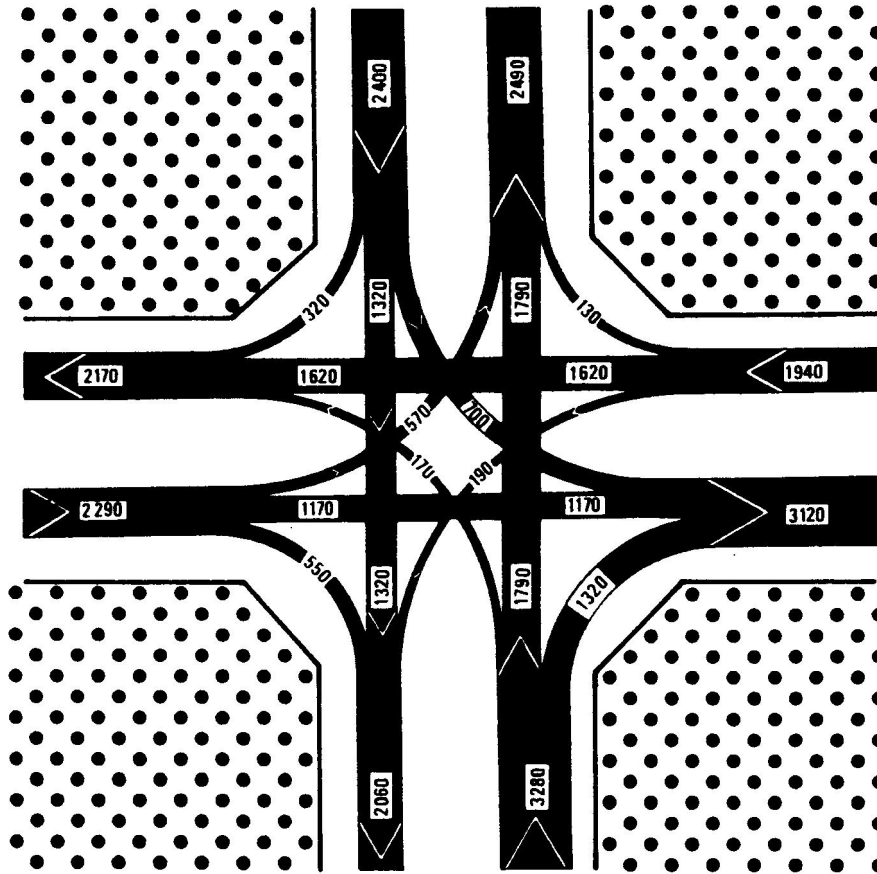
FATTORI UMANI: abitudini dei guidatori, ciclisti e pedoni; aspettative dei guidatori; tempi di decisione e reazione.

TRAFFICO: volumi di traffico, velocità, manovre, di veicoli, ciclisti e pedoni; tipi di veicoli; incidentalità

ELEMENTI FISICI: Area funzionale dell'intersezione (tipo di intersezione); Topografia dell'intersezione; distanze di visibilità; angoli di intersezione; corsie di canalizzazione; attraversamenti pedonali; dispositivi di controllo del traffico e segnaletica;

FATTORI ECONOMICI: costi di costruzione e adeguamento; limitazione nell'utilizzo dell'area (sosta vietata, aumento dell'area adibita alla circolazione a scapito dell'area vivibile); consumo di energia.

I dati per il progetto



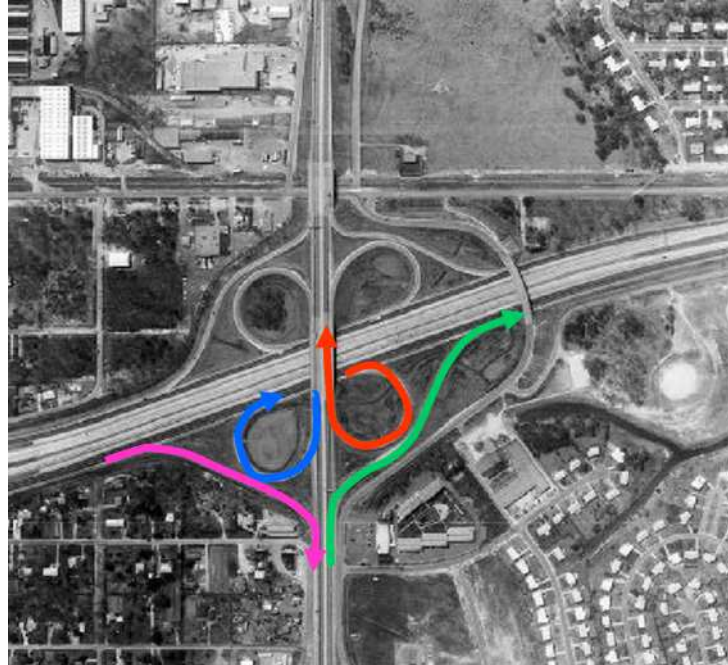
**Volumi di traffico; La distribuzione delle velocità; La ripartizione delle svolte;
Presenza di utenze deboli; Dati di incidentalità**

Gli elementi da progettare

Per la definizione delle caratteristiche geometriche dell'intersezione, i principali elementi da stabilire riguardano:

- Le dimensioni e la composizione delle piattaforme stradali;
- Le pendenze longitudinali, trasversali e composte delle rampe, delle aree pavimentate interessate dal transito dei veicoli e degli spazi marginali;
- I raccordi altimetrici;
- Le caratteristiche geometriche degli elementi componenti, e specificatamente:
 - i raggi delle curve circolari (in relazione alle velocità e alle pendenze trasversali della piattaforma);
 - i parametri caratteristici degli elementi planimetrici a curvatura variabile;
 - le rotazioni delle sagome stradali e l'andamento dei cigli;
- L'entità di eventuali allargamenti delle carreggiate (o delle aree di transito) per tutte le tipologie di veicoli ammessi a circolare nell'intersezione;
- Le caratteristiche delle curve di ciglio, necessarie per consentire l'iscrizione in curva dei veicoli pesanti e/o per migliorare le condizioni operative delle correnti di svolta;
- La forma, le dimensioni e le caratteristiche delle isole di canalizzazione, ove presenti, dalle quali dipendono le caratteristiche di leggibilità e guida visiva delle traiettorie di approccio alle zone di incrocio;
- la forma, le dimensioni e le caratteristiche degli elementi complementari e d'arredo;
- Gli eventuali altri elementi relativi alle caratteristiche geometriche dell'intersezione, anche per analogia con quanto previsto dal D.M. 5.11.2001.

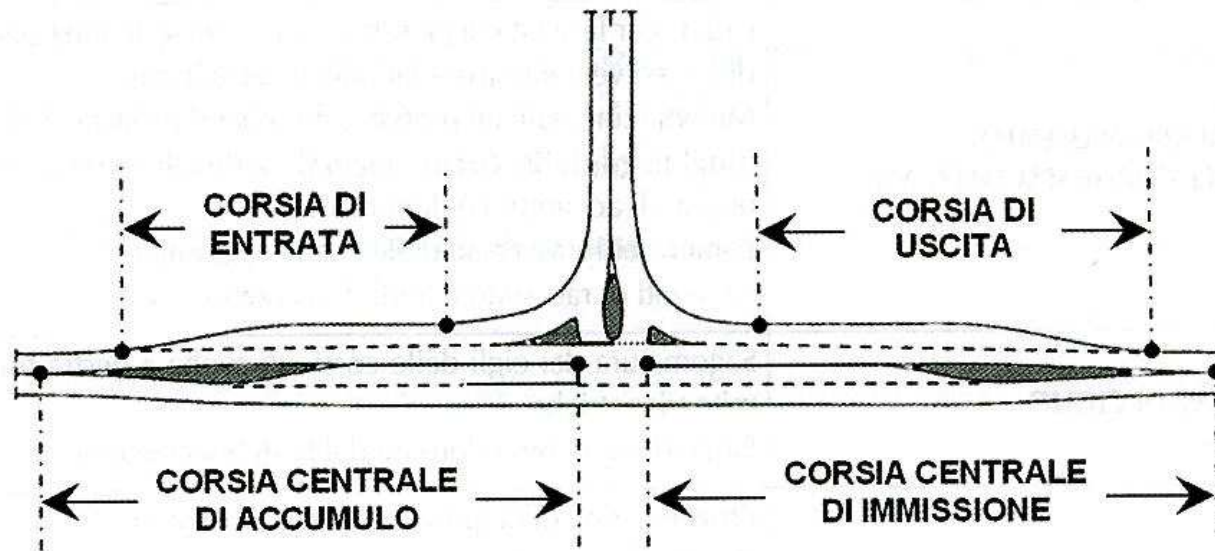
Elementi di un'intersezione (1)



I principali elementi che possono essere presenti in un'intersezione sono:

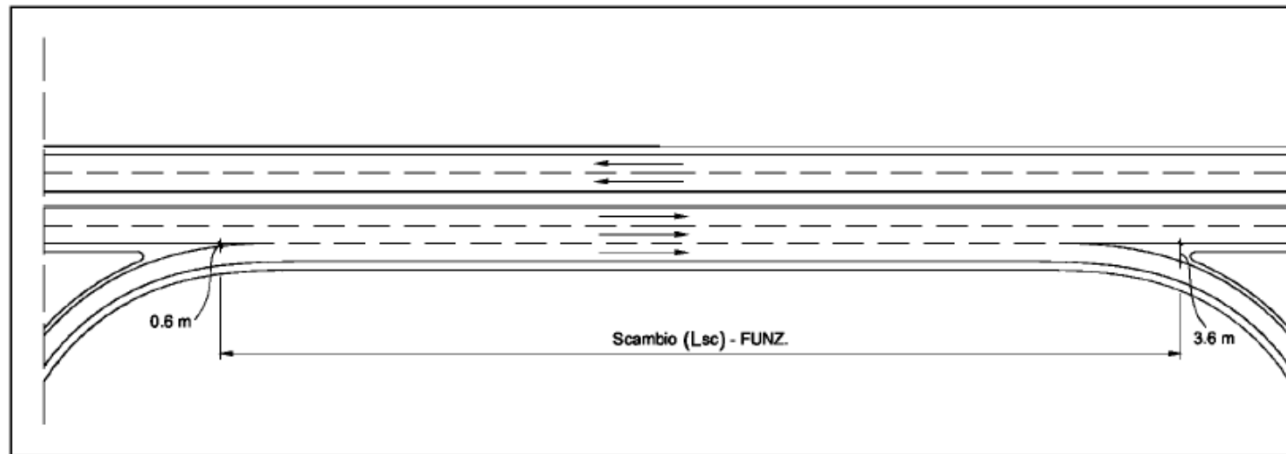
- **le rampe, che rappresentano i tronchi stradali di collegamento tra rami di un'intersezione a livelli sfalsati (svincolo);**
- **le corsie specializzate (o canalizzazioni) che rappresentano corsie per effettuare specifiche manovre;**
- **le zone di scambio che rappresentano delle aree dove avviene l'attraversamento reciproco di due correnti veicolari aventi la medesima direzione e verso.**

Elementi di un'intersezione (2)



Le corsie specializzate, destinate ai veicoli che si accingono ad effettuare le manovre di svolta a destra ed a sinistra, e che consentono di non arrecare eccessivo disturbo alla corrente di traffico principale. Possono essere di entrata (o di immissione), di uscita (o di diversione) e di accumulo per la svolta a sinistra, e possono essere realizzate nelle intersezioni lineari a raso e a livelli sfalsati, secondo quanto previsto dal DM del 2006

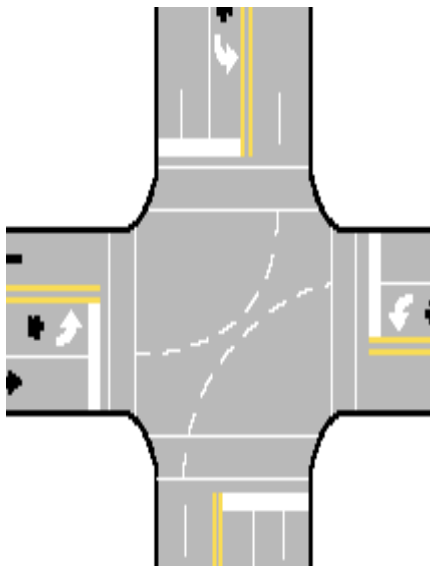
Elementi di un'intersezione (3)



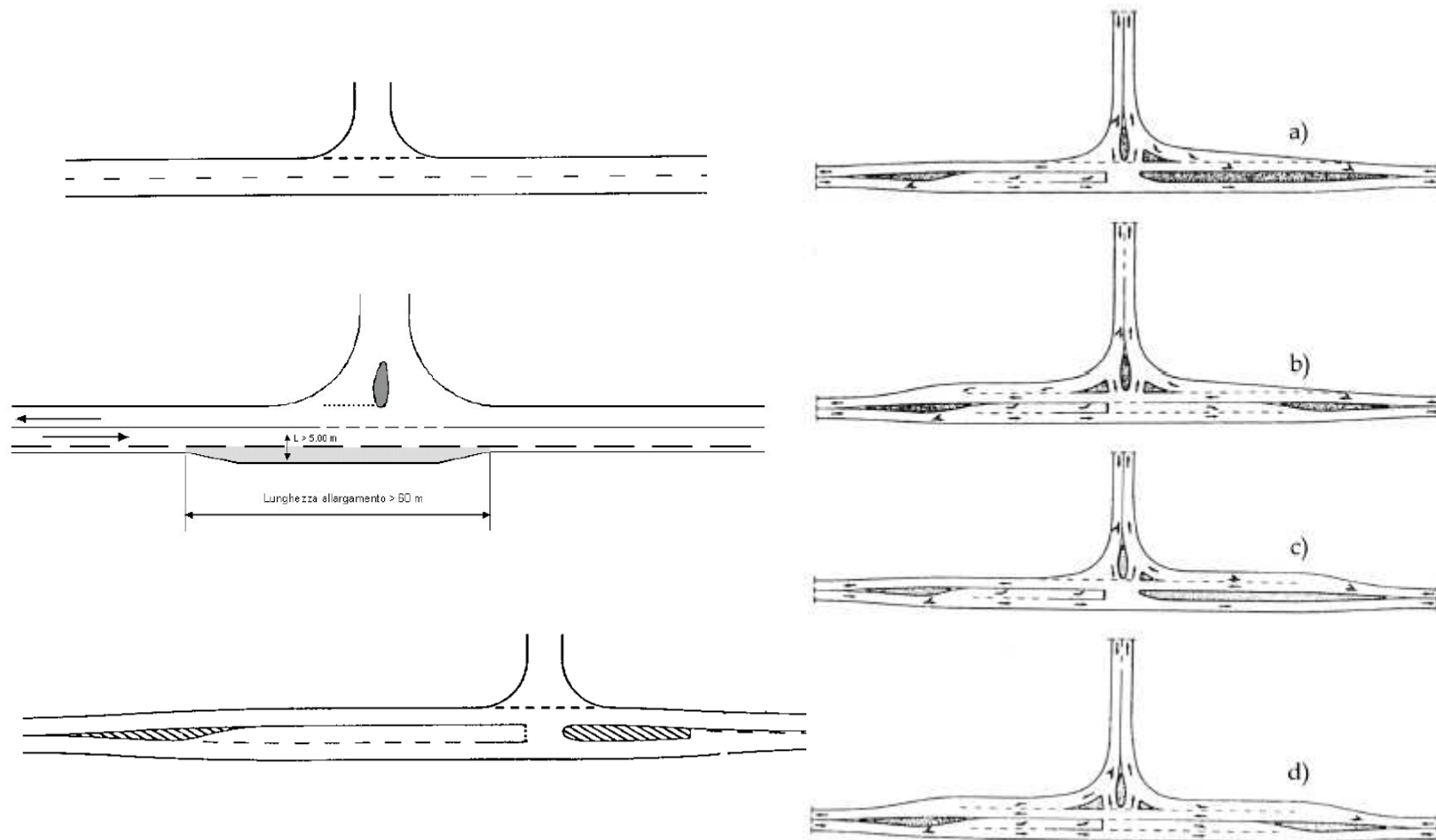
Le zone di scambio. Queste si hanno quando avviene l'attraversamento reciproco di due correnti di traffico aventi medesima direzione e verso, lungo un tronco stradale di lunghezza significativa

Canalizzazioni delle intersezioni

L'AASHTO definisce come canalizzazione: la separazione o regolazione delle manovre, in corrispondenza delle intersezioni, con creazione di ben definite traiettorie, attraverso isole spartitraffico o segnaletica orizzontale, in modo da facilitare e ordinare i movimenti di veicoli e pedoni.



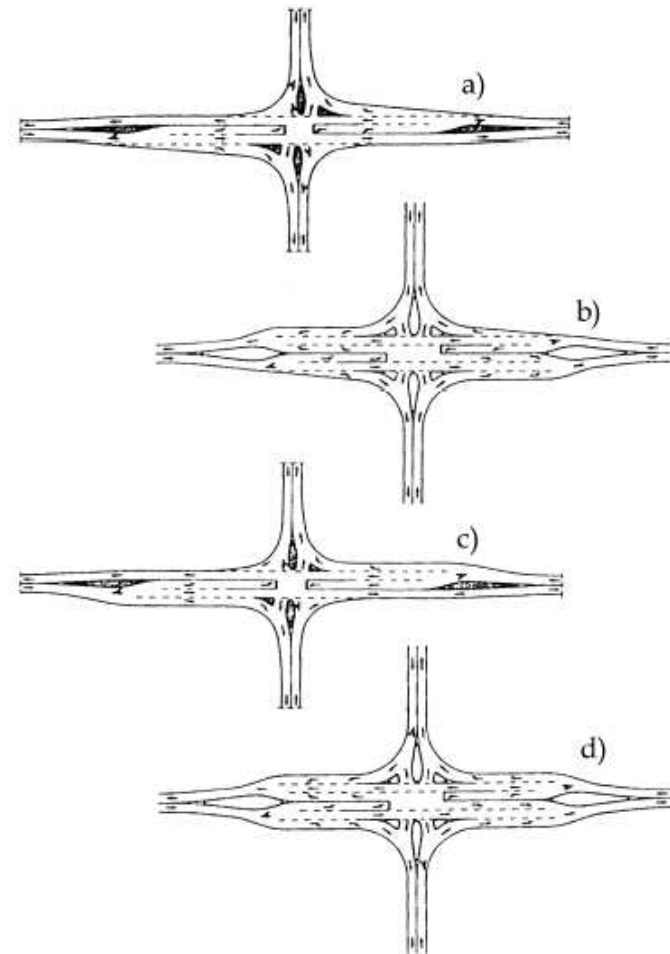
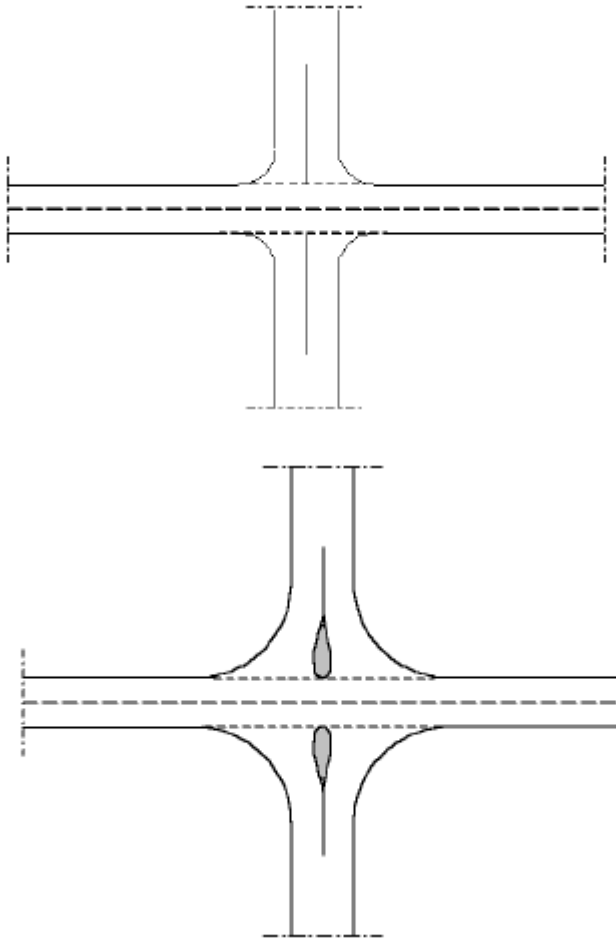
Intersezioni a raso a 3 bracci (1)



Intersezioni a raso a 3 bracci (2)

Traffico giornaliero medio sulla principale (veicoli/g)	Veicoli impegnati in svolta a sinistra		
	< 100 veicoli/giorno	tra 100 e 400 veicoli/giorno	> 400 veicoli/giorno
< 8000 veicoli/giorno	Mantenimento della sezione corrente	Corsia specializzata di accumulo e svolta a sinistra	Corsia specializzata di accumulo e svolta a sinistra oppure rotatoria
> 8000 veicoli/giorno	Allargamento della banchina pavimentata	Corsia specializzata di accumulo e svolta a sinistra	Corsia specializzata di accumulo e svolta a sinistra oppure rotatoria

Intersezioni a 4 bracci (1)



Intersezioni a 4 bracci (2)

Traffico giornaliero medio sulla principale (veicoli/g)	Veicoli impegnati in svolta a sinistra		
	< 200 veicoli/giorno	tra 200 e 400 veicoli/giorno	> 400 veicoli/giorno
< 8000 veicoli/giorno	Mantenimento della sezione corrente	Corsia specializzata di accumulo e svolta a sinistra	Corsia specializzata di accumulo e svolta a sinistra oppure rotatoria
> 8000 veicoli/giorno	Mantenimento della sezione corrente oppure corsia specializzata	Corsia specializzata di accumulo e svolta a sinistra	Corsia specializzata di accumulo e svolta a sinistra oppure rotatoria

Traffico giornaliero medio sulla principale (veicoli/g)	Veicoli impegnati in svolta a destra		
	< 100 veicoli/giorno	tra 100 e 400 veicoli/giorno	> 400 veicoli/giorno
< 10000 veicoli/giorno	Mantenimento della sezione corrente	Pseudo corsia con raccordo di uscita	Corsia di decelerazione
> 10000 veicoli/giorno	Pseudo corsia con raccordo di uscita	Corsia di decelerazione	Corsia di decelerazione

Inserimento corsie specializzate

Q_T (veic/h) \ Q_S (veic/h)	fino a 20	20÷100	oltre 100
fino a 600	non occorre	da verificare	da inserire
600÷800	da verificare	da inserire	da inserire (*)
oltre 800	da inserire	da inserire (*)	(*)

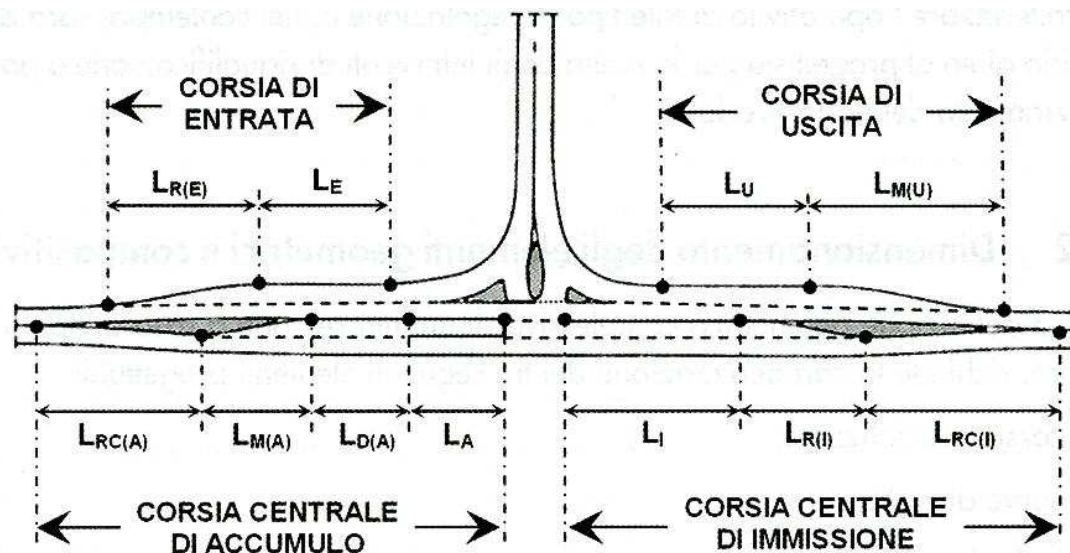
(*) Va verificata l'opportunità di cambiare schema

Tab. 2 - Inserimento della corsia di accumulo sulla strada principale

Q_D (veic/h) \ Q_S (veic/h)	fino a 30	30÷100	oltre 100
fino a 400	no	da verificare	sì
400÷600	no	sì	sì
oltre 600	sì	sì	sì

Tab. 3 - Corsie di decelerazione sulla strada principale

Corsie specializzate



Tipo di strada principale	Tipologia di corsia specializzata		
	di uscita (o diversione)	di entrata (o immissione)	d'accumulo per svolta a sinistra
strade extraurbane			
A	Obbligatoria	Obbligatoria	Non ammessa
B	Obbligatoria	Obbligatoria	Non ammessa
C	Ammessa	Non ammessa	Ammessa
F	Ammessa	Non ammessa	Ammessa
strade urbane			
A	Obbligatoria	Obbligatoria	Non ammessa
D	Ammessa	Ammessa	Non ammessa
E	Ammessa	Ammessa	Ammessa
F	Ammessa	Ammessa	Ammessa

Larghezza corsie nelle intersezioni a raso

Le larghezze dei dispositivi aggiuntivi da inserire sulla strada principale per l'effettuazione di svolte a destra o a sinistra sono:

- corsie destinate alle traiettorie passanti;
- corsie specializzate di uscita;
- corsie specializzate per l'accumulo in mezzzeria;

Elemento modulare	Strade extraurbane		Strade urbane	
	Tipo di strada principale	Larghezza corsie (m)	Tipo di strada principale	Larghezza corsie (m)
Corsie destinate alle traiettorie passanti	nei casi ammessi	(*)	nei casi ammessi	(*)
Corsie specializzate di uscita	C	3,50	E	3,00
	F	3,25	F	2,75
Corsie specializzate per l'accumulo in mezzzeria	C	3,25	E	3,00 (**)
	F	3,00	F	2,75 (**)

(*) si mantiene la larghezza delle corsie prevista nel D.M. 5/11/2001 per i tipi di strada interessati dall'intersezione;

(**) riducibili a 2,50 se le corsie non sono percorse da traffico pesante o da mezzi adibiti al trasporto pubblico.

Corsie di uscita per la svolta a destra (1)

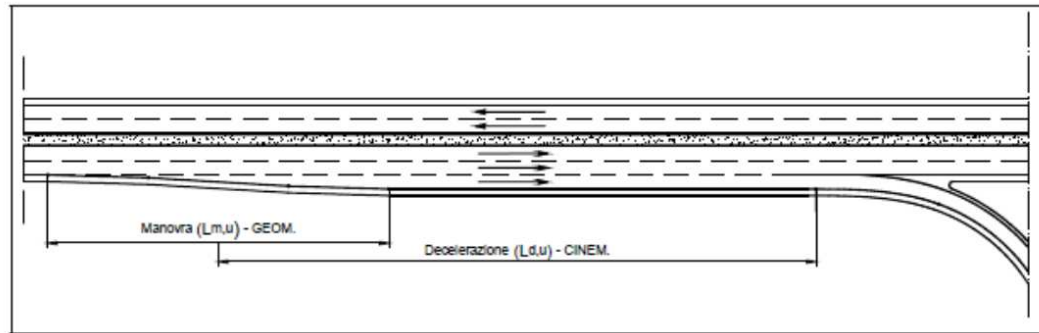


Figura 5

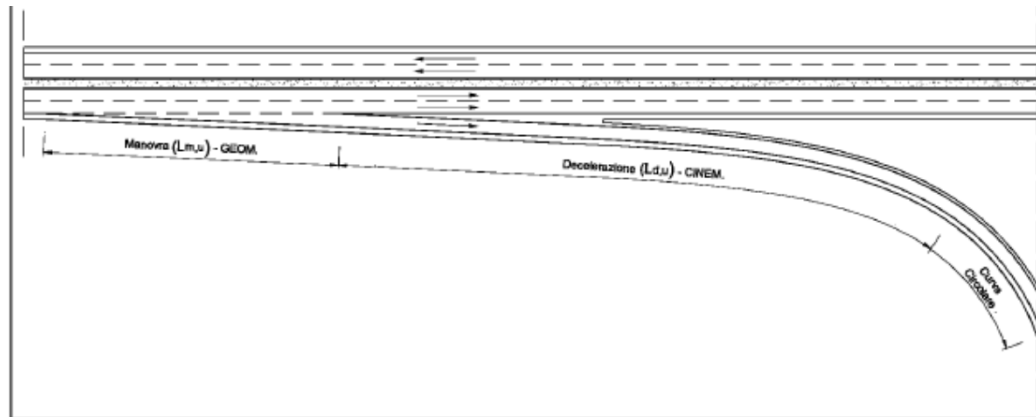
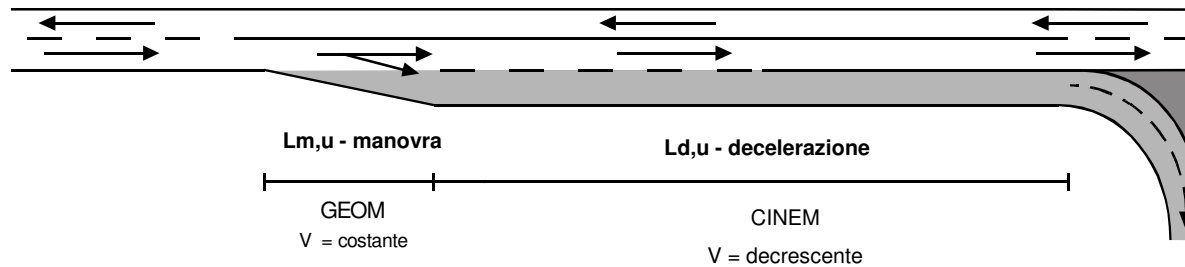


Figura 6

Le corsie di uscita (o di diversione) sono composte dai seguenti tratti elementari:

- Tratto di manovra di lunghezza $L_{m,u}$.
- Tratto di decelerazione di lunghezza $L_{d,u}$ (comprendente metà della lunghezza del tratto di manovra $L_{m,u}$) parallelo all'asse principale della strada, nel caso di tipologia parallela (Figura 5), o coincidente interamente con l'elemento a curvatura variabile, nel caso di tipologia ad ago (Figura 6).

Corsie di uscita per la svolta a destra (2)



Il tratto di decelerazione ($L_{d,u}$) si calcola attraverso l'espressione
$$L_{d,u} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2a}$$

Per v_1 si assume la velocità di progetto del tratto di strada da cui provengono i veicoli in uscita, determinata dai diagrammi di velocità secondo quanto riportato nel D.M. 5/11/2001; per v_2 si assume la velocità di progetto corrispondente al raggio della curva di deviazione verso l'altra strada; per "a" si assume il valore di 3,0 m/s², per strade di tipo A e B, 2,0 m/s² per le altre strade.

Negli INCROCIA RASO la lunghezza ($L_{m,u}$) del tratto di manovra delle corsie di uscita è:

$L_{m,u} = 30$ m in ambito extraurbano, 20 m in ambito urbano.

Corsie di uscita per la svolta a destra (3)

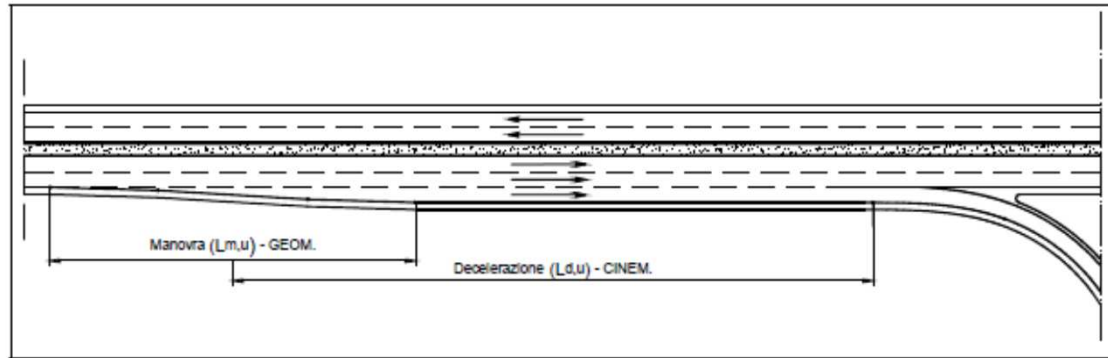


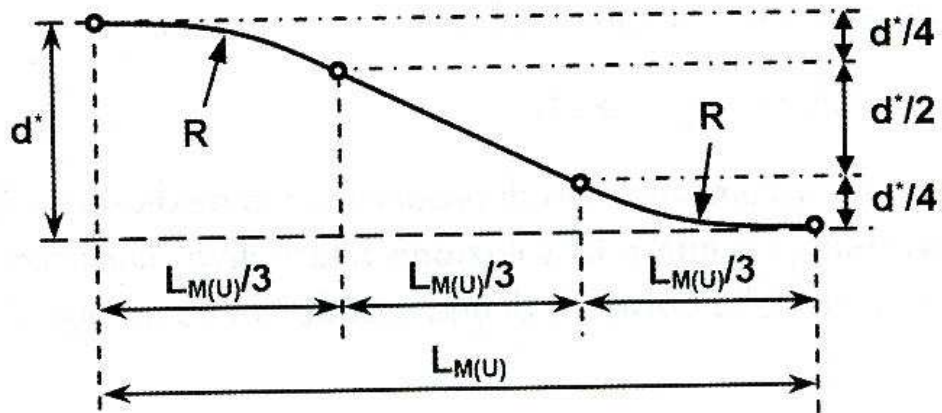
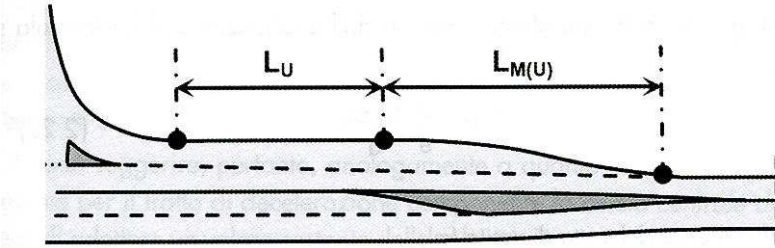
Figura 5

La lunghezza del tratto di manovra $L_{m,u}$ in una corsia di uscita o decelerazione, degli INCROCI A LIVELLI SFALSATI, si determina in base alla velocità di progetto del tratto di strada dal quale si dirama la corsia, secondo la Tabella 4:

Velocità di progetto V_p [km/h]	Lunghezza del tratto di manovra $L_{m,u}$ [m]
40	20
60	40
80	60
100	75
≥ 120	90

Tabella 4

Ciglio del tratto di manovra



$$R = \frac{2}{9} \cdot \frac{L_{M(U)}^2}{d^*}$$

Corsie di accumulo per la svolta a sinistra

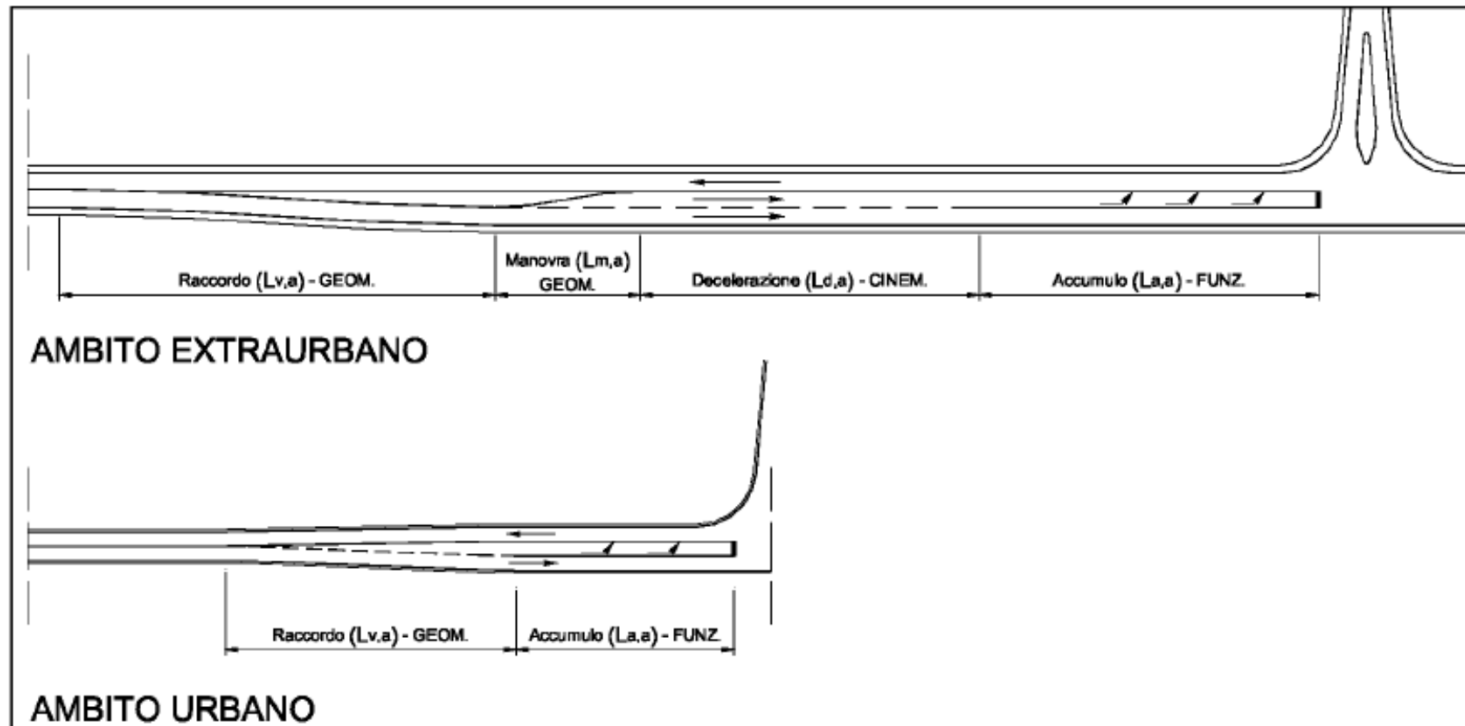


Figura 7

Le corsie di accumulo per la svolta a sinistra sono composte dai seguenti tratti elementari:

- L_{v,a} = tratto di raccordo;
- L_{m,a} = tratto di manovra
- L_{d,a} = tratto di decelerazione
- L_{a,a} = tratto di accumulo

Lunghezza di raccordo intersezioni a raso

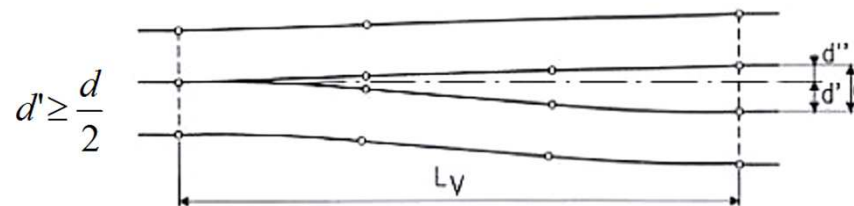
La lunghezza del tratto di raccordo, per le corsie di accumulo per la svolta a sinistra negli incroci a raso, si determina in base alla formula:

$$L_{v,a} = 0,6 \cdot V_p \cdot \sqrt{d'} \text{ [m]}$$

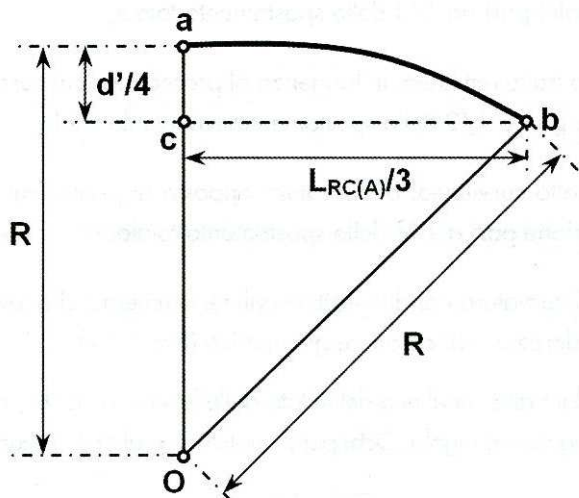
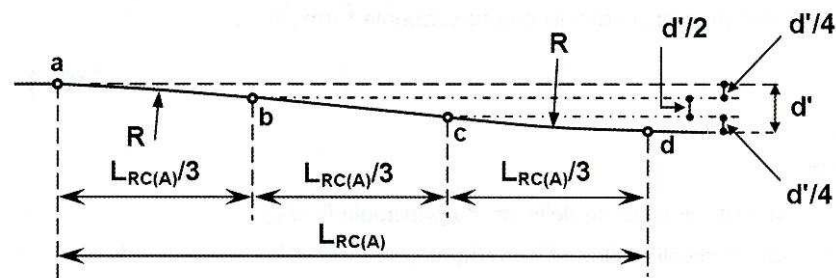
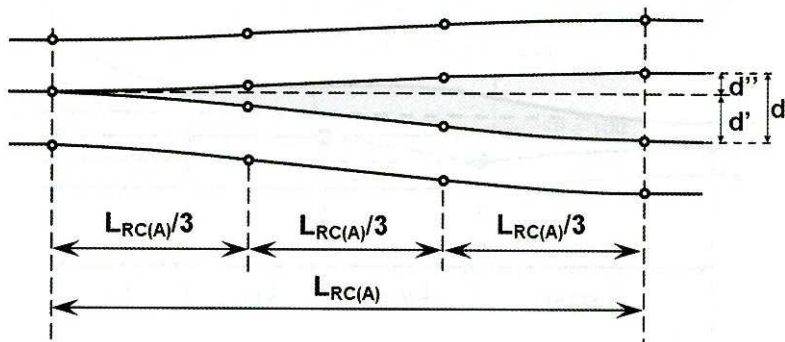
Va comunque assicurata una lunghezza minima di 20 m

Dove V_p è la velocità di progetto desunta dal diagramma di velocità del tratto precedente l'intersezione (in km/h).

d' è l'allargamento (in metri) verso destra rispetto alla mezzeria, d'' è l'allargamento verso sinistra, d è la larghezza della corsia di accumulo incrementata di 0,50 metri (larghezza necessaria per la materializzazione dell'elemento separatore dei due sensi di marcia).



Ciglio del tratto di raccordo (1)



$$\overline{Oc}^2 + \overline{cb}^2 = R^2$$

$$\overline{Oc} = R - \frac{d'}{4}$$

$$\overline{cb} = \frac{L_{RC(A)}}{3}$$

$$\left(R - \frac{d'}{4}\right)^2 + \left(\frac{L_{RC(A)}}{3}\right)^2 = R^2$$

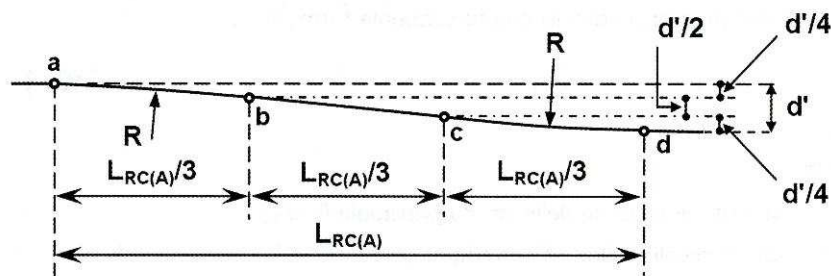
$$R^2 - \frac{d' \cdot R}{2} + \frac{d'^2}{16} + \frac{L_{RC(A)}^2}{9} = R^2$$

~~$$R = \frac{2}{9} \cdot \frac{L_{RC(A)}^2}{d'} + \frac{d'}{8}$$~~

$$R = \frac{2}{9} \cdot \frac{L_{RC(A)}^2}{d'}$$

$$R = \frac{2}{9} \cdot \frac{L_{RC(A)}^2}{d'}$$

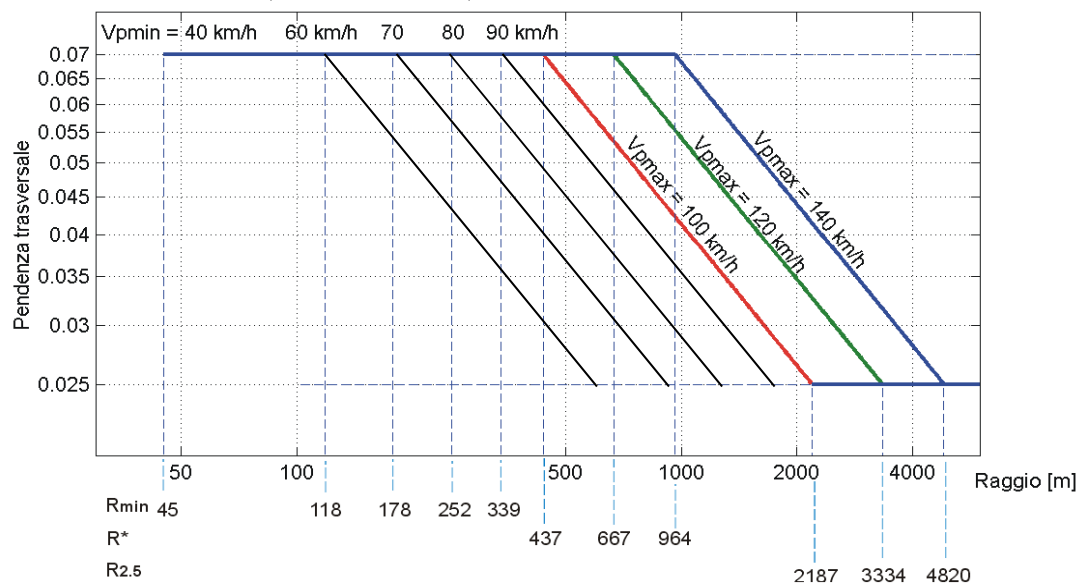
Ciglio del tratto di raccordo (2)



$$R = \frac{2}{9} \cdot \frac{L_{RC(A)}^2}{d'}$$

V (km/h)	25	40	60	80	100	120	140
Strade D, E, F urbane	0,22	0,21	0,20	0,16			
Strade A, B, C, F extr.		0,21	0,17	0,13	0,11	0,10	0,09

STRADE TIPO A (URBANE ED EXTR.) TIPO B, C, F EXTR., STRADE DI SERVIZIO EXTR.



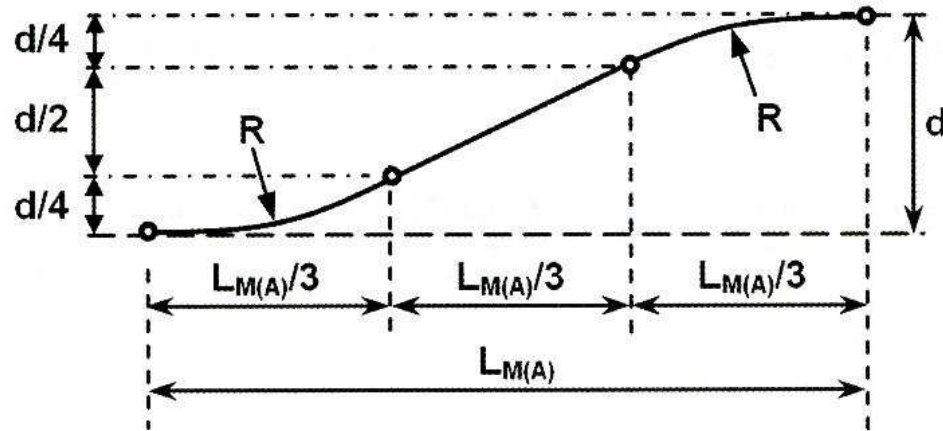
$$\frac{V^2}{R} = 127 \cdot (f_t + q)$$

Lunghezza di manovra intersezioni a raso

La lunghezza del tratto di manovra, nelle corsie di accumulo per la svolta a sinistra negli incroci a raso, si determina in base alla tabella:

Velocità di progetto V_p [km/h]	Lunghezza del tratto di manovra $L_{m,a}$ [m]
$V_p \geq 60$	$L_{m,a} = 30$
$V_p < 60$	$L_{m,a} = 20$

Ciglio tratto di manovra



$$R = \frac{2}{9} \cdot \frac{L_{M(A)}^2}{d}$$

Lunghezza di decelerazione intersezioni a raso

La lunghezza del tratto di decelerazione nelle corsie di accumulo per la svolta a sinistra negli incroci a raso, si determina in base alla formula:

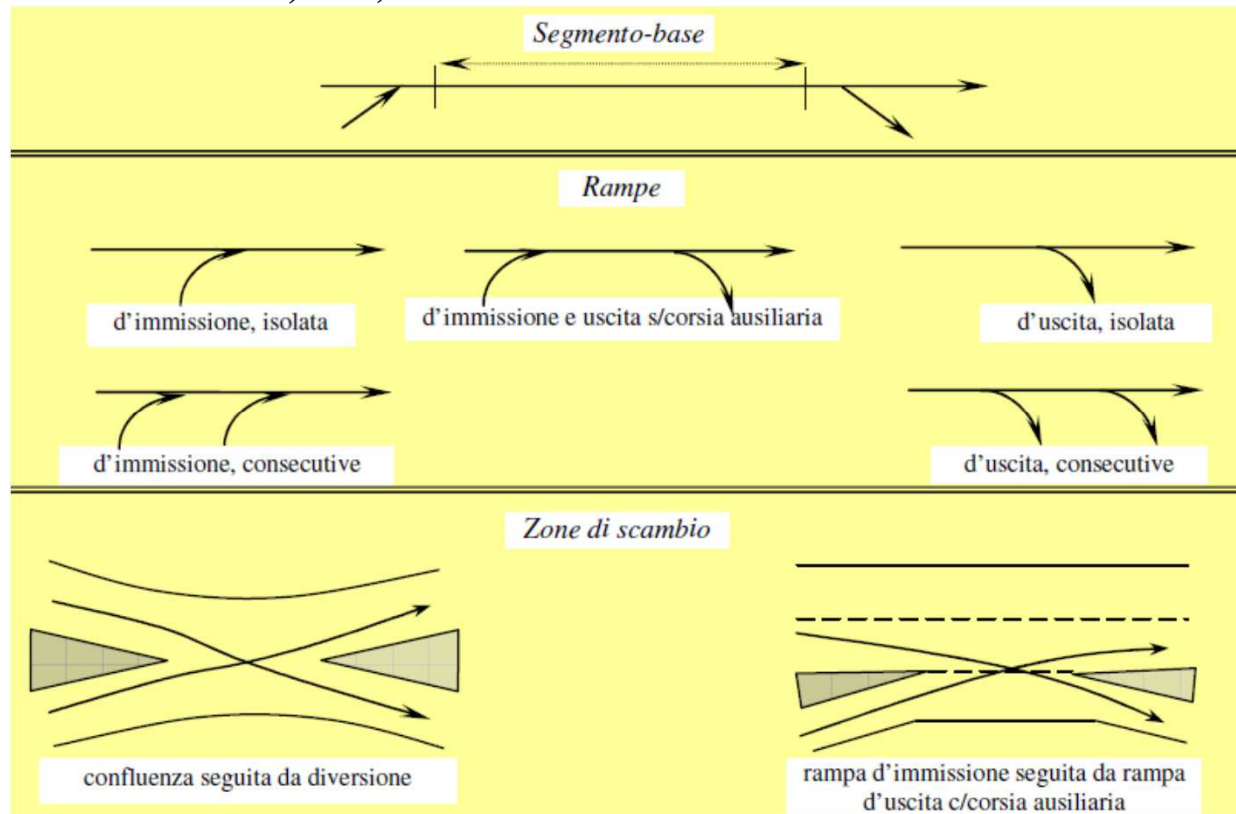
$$L_{d,a} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot a} = \frac{(V_p / 3,6)^2 - (25 / 3,6)^2}{2 \cdot 2,0}$$

AMBITO EXTRAURBANO		AMBITO URBANO	
V_p (km/h)	$L_{d,a}$ (m)	V_p (km/h)	$L_{d,a}$ (m)
100	181	50	36
80	111	40	19
60	57	30	5
		25	0

Il traffico su strada (1)

Per traffico si intende tutto il complesso fenomeno che riguarda il movimento (circolazione) dei mezzi di trasporto.

La modalità con cui si svolge il traffico è strettamente legata alle caratteristiche proprie della via (geometria della via), ma anche dall'ambiente con cui la singola via interagisce (presenza di altre strade, ecc.).



Il traffico su strada (2)

Per capire con quali modalità si svolge il traffico si deve innanzitutto distinguere tra due tipologie di deflusso veicolare: ininterrotto e interrotto.

(DE)FLUSSO ININTERROTTO: Flusso veicolare che non riceve disturbo da cause esterne al flusso stesso.

(DE)FLUSSO INTERROTTO: Flusso veicolare che riceve disturbo da cause esterne al flusso stesso.

In linea generale il flusso ininterrotto è più relazionabile a strade extraurbane mentre quello interrotto si relaziona maggiormente alle strade urbane.



Fenomeni di attesa (1)

Per quanto riguarda i fenomeni di attesa nelle intersezioni interessa conoscere:

- I modelli statistici dei conteggi di traffico (legge degli arrivi);
- I modelli statistici per il distanziamento tra i veicoli;
- I modelli statistici dei tempi di accettazione (tempi critici) per l'esecuzione di alcune manovre.

Lo scopo è quello di andare a definire le caratteristiche dei vari elementi dell'intersezione oppure di valutare la capacità o il livello di servizio dell'intersezione.

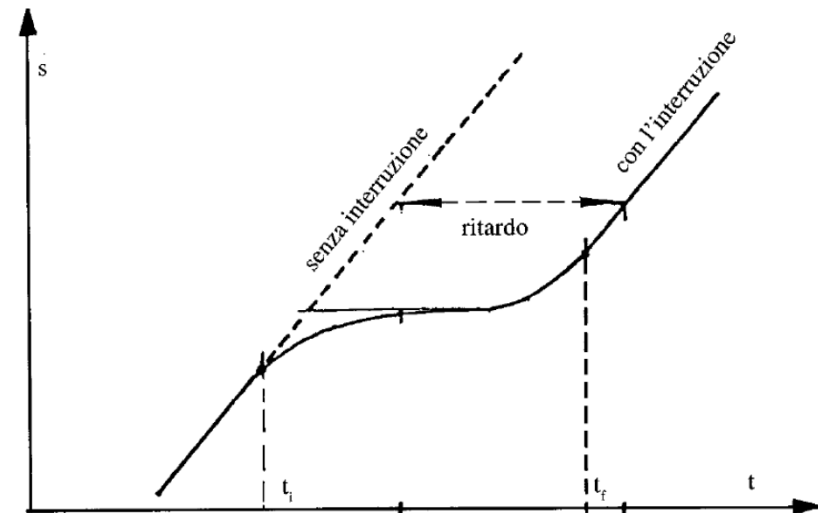
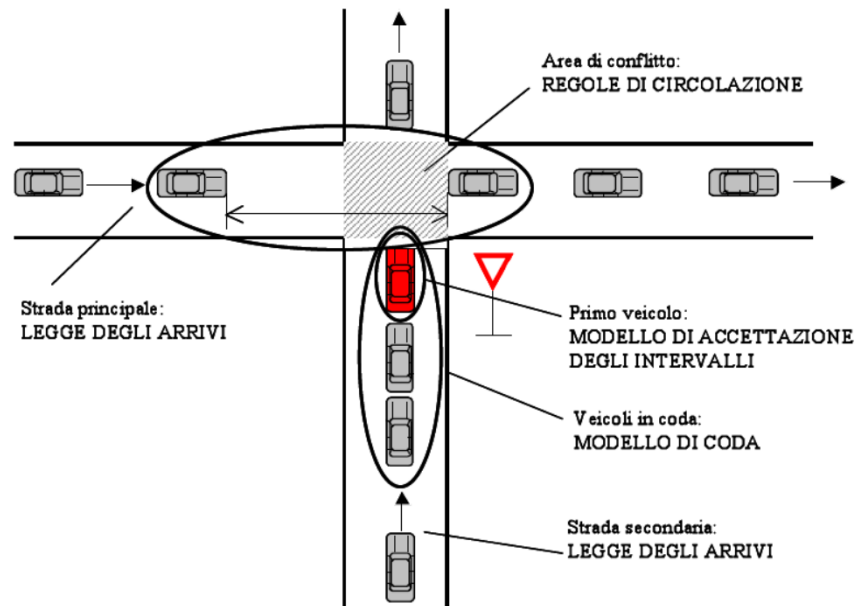


Fig.11 – Ritardo ad un nodo

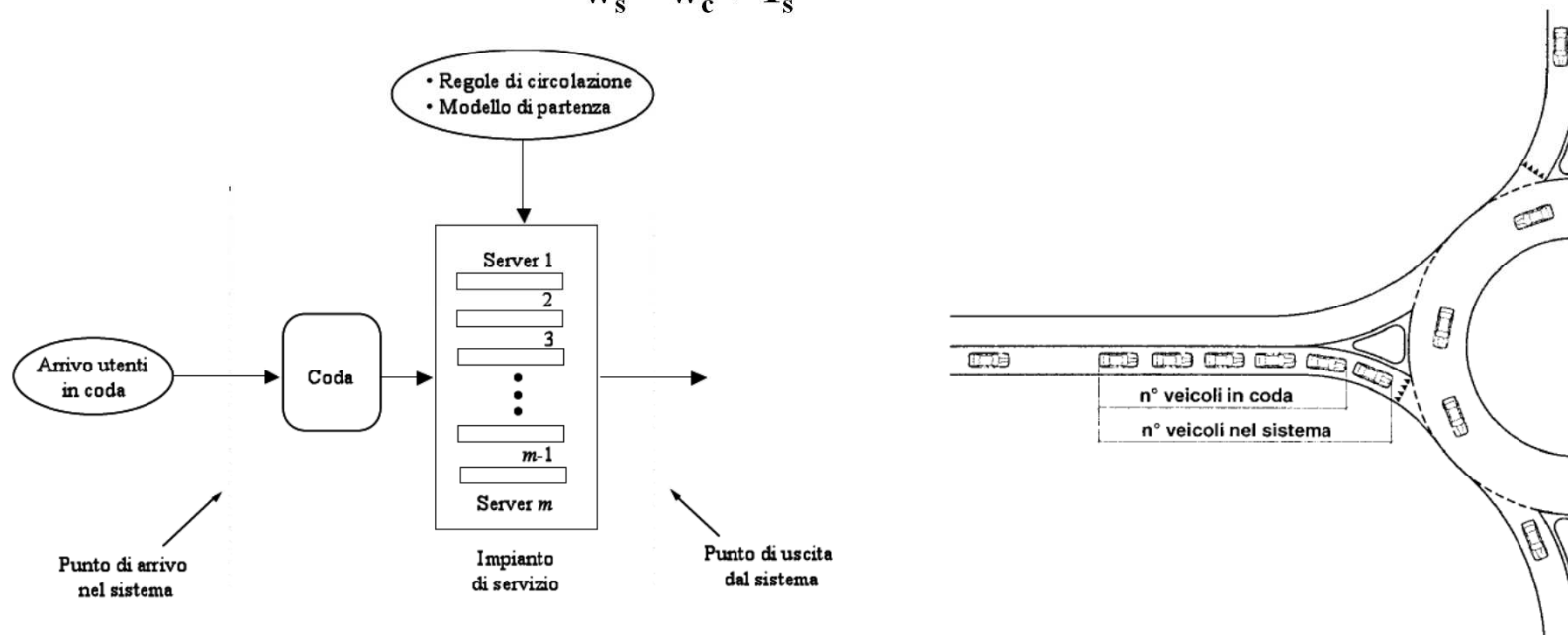
Fenomeni di attesa (2)

Il tempo di attesa « w_s » (qualche volta viene identificato con Tempo di Permanenza nel Sistema) di un utente è dato dalla differenza tra l'istante di uscita e quello di arrivo dal sistema.

Il tempo di Attesa in Coda « w_c » di un utente è dato dalla differenza tra l'istante in cui arriva alla fine della coda e quello in cui arriva all'inizio della coda (inizio del servizio).

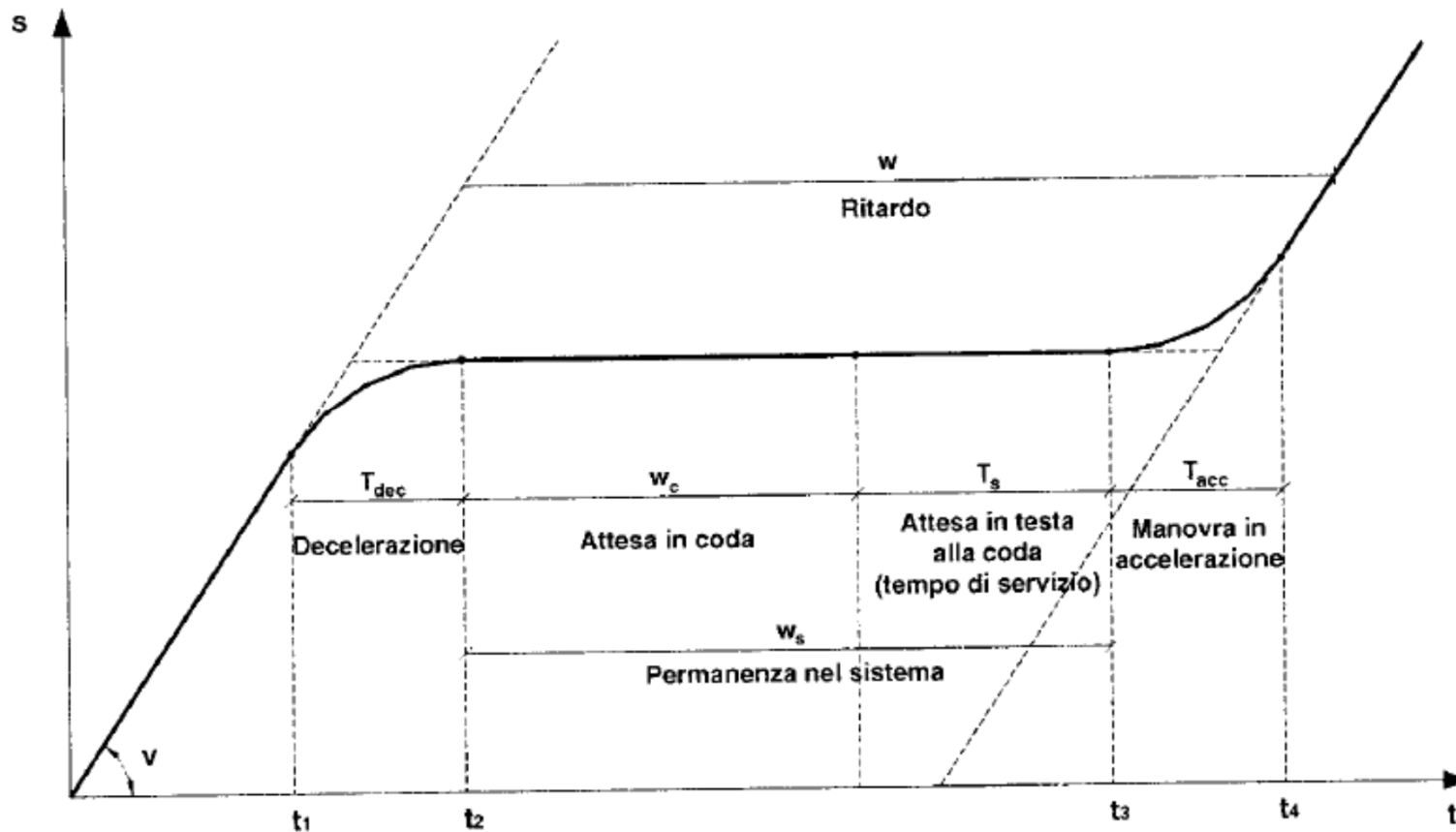
Il Tempo di Servizio « T_s » è il tempo che il primo utente in coda impiega per poter essere servito (in alcuni casi si tiene conto anche del tempo per completare il servizio).

$$w_s = w_c + T_s$$



Fenomeni di attesa (3)

$$w = w_s + T_{\text{dec}} + T_{\text{acc}}$$



Conteggi di traffico (1)

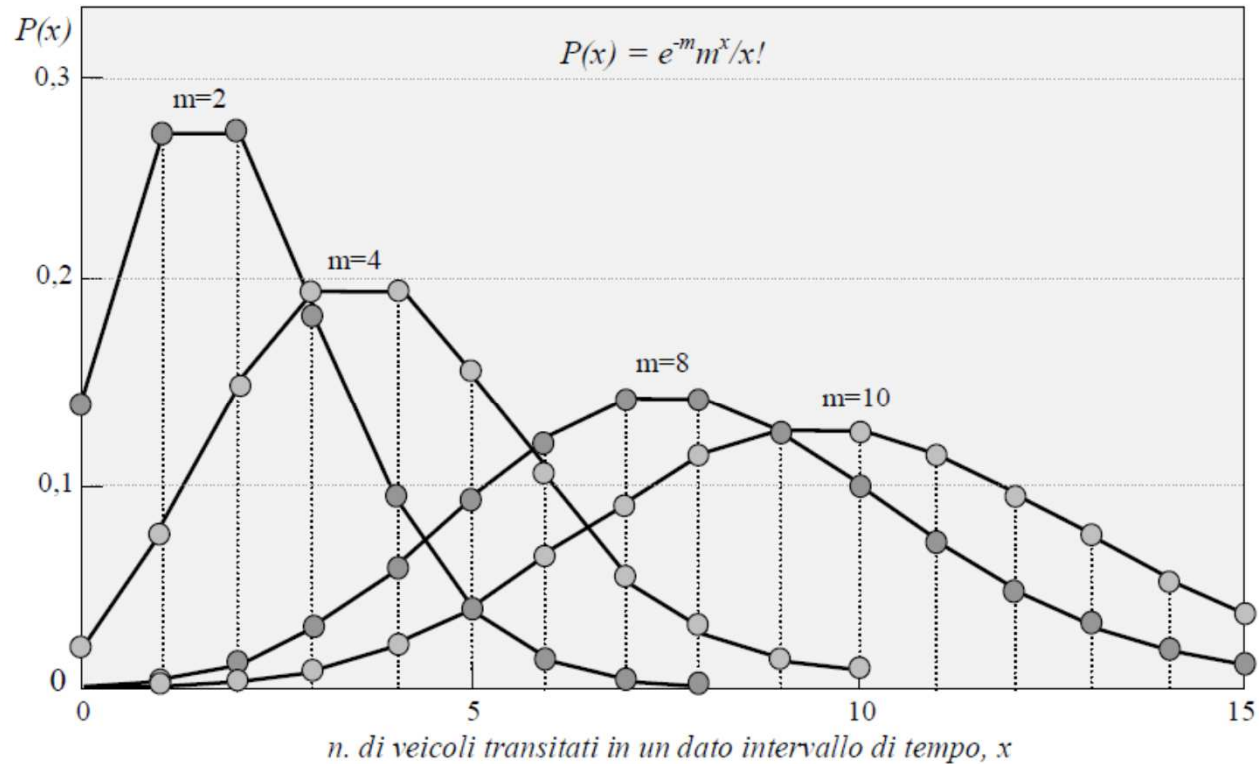


Fig. 1. Distribuzioni discontinue di Poisson per valori diversi di "m"

$$P(x) = \frac{m^x}{x!} \cdot e^{-m} = \frac{2^3}{3!} \cdot e^{-2} = 0,180$$

Probabilità

$$E(x) = m$$

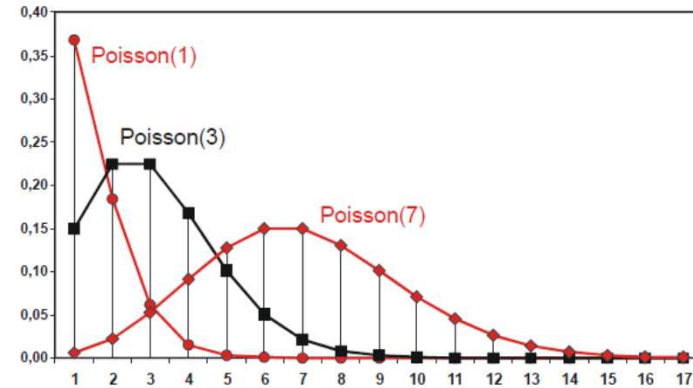
Media

$$VAR(x) = m$$

Varianza

Conteggi di traffico (2)

$$F(x) = \sum_{k=0}^x \frac{\lambda^k e^{-\lambda}}{k!}$$



Funzione di ripartizione della distribuzione di Poisson

$$\begin{aligned} P(X \leq 2) &= \sum_{k=0}^2 \frac{2,2^k e^{-2,2}}{k!} = \frac{2,2^0 e^{-2,2}}{0!} + \frac{2,2^1 e^{-2,2}}{1!} + \frac{2,2^2 e^{-2,2}}{2!} = \\ &= 0,11 + 0,24 + 0,27 = 0,62 \end{aligned}$$

Conteggi di traffico (3)

Distribuzione	Binomiale	Poisson	Binomiale negativa
d.d.p.	$\binom{n}{x} p^x (1-p)^{n-x}$	$\frac{\mu^x}{x!} e^{-\mu}$	$\binom{x+k-1}{k-1} p^k (1-p)^x$
media μ	np	μ	$\frac{k \cdot (1-p)}{p}$
varianza σ^2	$np \cdot (1-p)$	μ	$\frac{k \cdot (1-p)}{p^2}$
$\frac{\mu}{\sigma^2}$	$(1-p)^{-1} > 1$	1	$p < 1$
stima dei parametri	$p = (\bar{x} - s^2) / \bar{x}$ $n = \bar{x}^2 / (\bar{x} - s^2)$	$\mu = \bar{x}$	$p = \bar{x} / s^2$ $k = \bar{x}^2 / (s^2 - \bar{x})$

Valore di s^2 / \bar{x}	Distribuzione suggerita
> 1	Binomiale Negativa
$\cong 1$	Poisson
< 1	Binomiale o Poisson Generalizzata

Tab.2 - Criterio di selezione del modello dei conteggi

Tab.1 - Distribuzioni teoriche degli arrivi:
distribuzioni di probabilità (d.d.p.), momenti, stima dei parametri

**Poisson
generalizzata**

$$P(X = x) = \sum_{i=1}^k \frac{e^{-\lambda} \cdot (\lambda)^{x \cdot k + i - 1}}{(x \cdot k + i - 1)!}$$

$$\lambda = k \cdot \bar{x} + 0,5 \cdot (k - 1)$$

Media campionaria

Valore del flusso Q [veic/h]	Valore di k	Valore di λ
0 ÷ 500	1	$\lambda = \bar{x}$
501 ÷ 1000	2	$\lambda = 2 \cdot \bar{x} + 1/2$
1001 ÷ 1500	3	$\lambda = 3 \cdot \bar{x} + 1$

Tab.3 - Valori di k e di λ in funzione di Q

Conteggi di traffico (4)

Sono stati misurati i passaggi di veicoli su una corsia stradale durante intervalli della durata di 15 secondi, per un totale di 64 intervalli consecutivi (960 secondi complessivi di osservazione, 16 minuti), ottenendo il risultato della tabella (colonne I e II).

Si richiedono le frequenze teoriche per le tre distribuzioni indicate.

I $x \equiv$ veicoli/15 s	II Frequenze osservate f_i	III		IV		V	
		Poisson		Binomiale		Poisson generalizzata	
		P(x)	Frequenze teoriche	P(x)	Frequenze teoriche	P(x)	Frequenze teoriche
$x_1 = 0$	0	0,00057	0,04	0,00004	0,00	0,00000	0,00
$x_2 = 1$	0	0,00426	0,27	0,00060	0,04	0,00014	0,01
$x_3 = 2$	0	0,01592	1,02	0,00393	0,25	0,00191	0,12
$x_4 = 3$	3	0,03962	2,54	0,01604	1,03	0,01190	0,76
$x_5 = 4$	0	0,07398	4,74	0,04563	2,92	0,04290	2,75
$x_6 = 5$	8	0,11052	7,07	0,09588	6,14	0,10056	6,44
$x_7 = 6$	10	0,13757	8,80	0,15389	9,85	0,16524	10,58
$x_8 = 7$	11	0,14678	9,39	0,19247	12,32	0,20071	12,85
$x_9 = 8$	10	0,13703	8,77	0,18956	12,13	0,18741	11,99
$x_{10} = 9$	11	0,11372	7,28	0,14751	9,44	0,13864	8,87
$x_{11} = 10$	9	0,08493	5,44	0,09040	5,79	0,08324	5,33
$x_{12} = 11$	1	0,05767	3,69	0,04317	2,76	0,04136	2,65
$x_{13} > 12$	1	0,07743	4,95	0,02088	1,33	0,02599	1,65
	64	1,00000	64,00	1,00000	64,00	1,00000	64,00

Media $m = 7,469$ veic/15s
 Varianza $v = 3,999$ (veic/15s)²
 $m/v = 1,868$

Tab.4 – Distribuzione statistica e distribuzione teorica di conteggi di traffico

Conteggi di traffico (5)

Poisson $m = 7,469$ $P(x = 0) = \frac{m^x}{x!} \cdot e^{-m} = \frac{7,469^0}{0!} \cdot e^{-7,469} = 0,00057$

Binomiale $n = 16$ $p = 0,467$

$$P(x = 0) = \binom{n}{x} \cdot p^x \cdot (1 - p)^{n-x} = \frac{n!}{x! \cdot (n - x)!} \cdot p^x \cdot (1 - p)^{n-x} = \frac{16!}{0! \cdot (16 - 0)!} \cdot 0,467^0 \cdot (1 - 0,467)^{16-0} = 0,00004$$

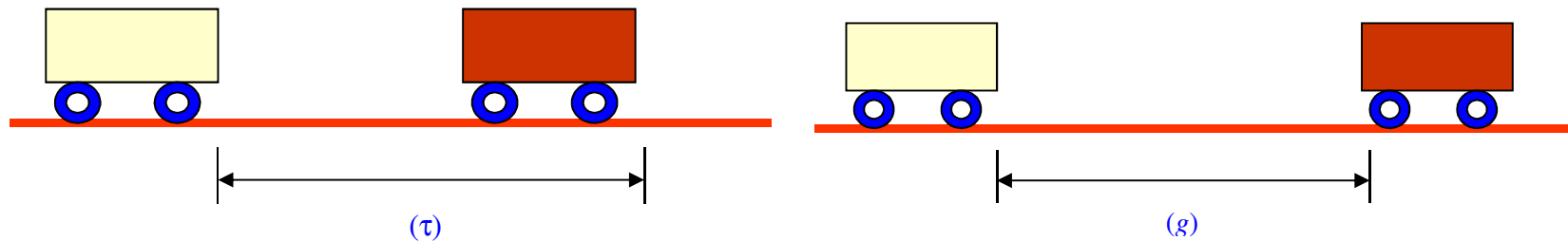
Poisson generalizzata $k = 2$ $\lambda = 15,438$

$$P(x = 1) = \sum_{i=1}^k \frac{e^{-\lambda} \cdot \lambda^{x \cdot k + i - 1}}{(x \cdot k + i - 1)!} = \frac{e^{-15,438} \cdot 15,438^{1 \cdot 2 + 1 - 1}}{(1 \cdot 2 + 1 - 1)!} + \frac{e^{-15,438} \cdot 15,438^{1 \cdot 2 + 2 - 1}}{(1 \cdot 2 + 2 - 1)!} = 0,00014$$

I	II	III		IV		V	
x ≡ veicoli/15 s	Frequenze osservate f _i	Poisson		Binomiale		Poisson generalizzata	
		P(x)	Frequenze teoriche	P(x)	Frequenze teoriche	P(x)	Frequenze teoriche
x ₁ = 0	0	0,00057	0,04	0,00004	0,00	0,00000	0,00
x ₂ = 1	0	0,00426	0,27	0,00060	0,04	0,00014	0,01
x ₃ = 2	0	0,01592	1,02	0,00393	0,25	0,00191	0,12
x ₄ = 3	3	0,03962	2,54	0,01604	1,03	0,01190	0,76
$\bar{x} = 1$	0	0,07398	4,74	0,04563	2,92	0,04290	2,75

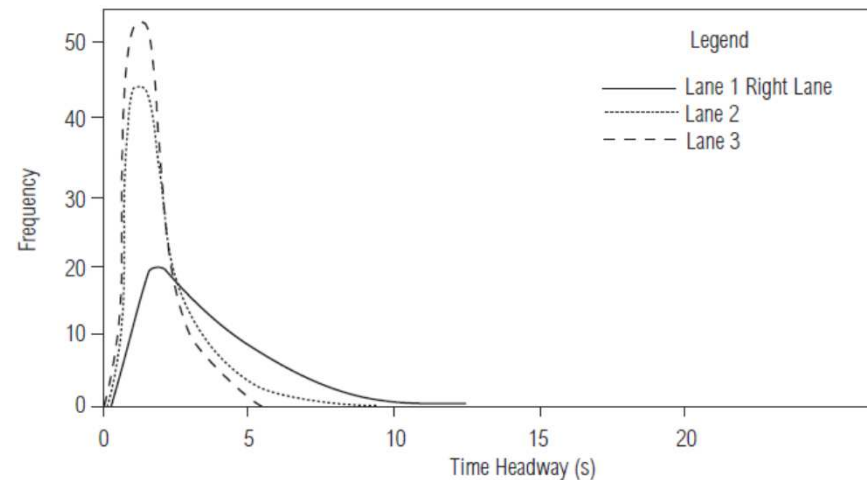
Distanziamento e separazione veicolare (1)

“ τ ” è il distanziamento (headway) tra i veicoli, “ g ” separazione (spacing o gap)



$q = 1/\tau$ (relazione tra flusso e distanziamento temporale)

EXHIBIT 8-28. TIME HEADWAY DISTRIBUTION FOR LONG ISLAND EXPRESSWAY

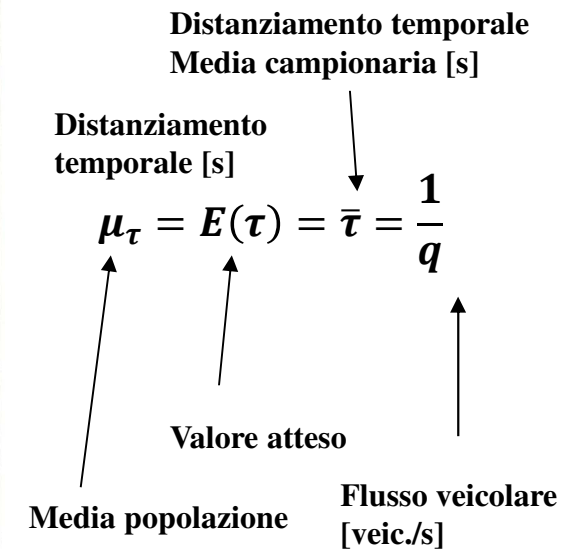


Source: Berry and Gandhi (13).

Distanziamento temporale veicolare (2)

In condizioni di stazionarietà del deflusso, il distanziamento veicolare temporale tra due veicoli “ τ ” può essere descritto come una variabile casuale con diverse leggi di probabilità, in relazione alle caratteristiche del traffico.

Distribuzione	Esponenziale negativa	Esponenziale traslata	Erlang	Log-normale
f.d.p.	$\lambda e^{-\lambda\tau}$	$\begin{cases} 0 & \text{per } \tau < c \\ \lambda \cdot e^{-\lambda(\tau-c)} & \text{per } \tau \geq c \end{cases}$	$\frac{\lambda e^{-\lambda\tau} (\lambda\tau)^{k-1}}{(k-1)!}$	$\frac{1}{\tau\beta\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln\tau - \alpha)^2}{2\beta^2}\right)$
media μ_τ	$\frac{1}{\lambda}$	$\frac{1}{\lambda} + c$	$\frac{k}{\lambda}$	$\exp(\alpha + \beta^2/2)$
Varianza σ^2	$\frac{1}{\lambda^2}$	$\frac{1}{\lambda^2}$	$\frac{k}{\lambda^2}$	$\exp(2\alpha + \beta^2)[\exp(\beta^2) - 1]$
Stima dei parametri	$\frac{1}{\lambda} = \bar{\tau}$ $\frac{1}{\lambda^2} = s^2$	$c = \bar{\tau} - \sqrt{s^2}$ $\lambda^2 = \frac{1}{s^2}$	$\lambda = \frac{\bar{\tau}}{s^2}$ $k = \frac{\bar{\tau}^2}{s^2}$	$\alpha = \ln\left(\frac{\bar{\tau}}{\sqrt{1+c_\tau^2}}\right)$ $\beta^2 = \ln(1+c_\tau^2)$ dove $c_\tau^2 = s^2 / \bar{\tau}^2$



Tab.6 – Distribuzioni teoriche dei distanziamenti τ : f.d.p.; momenti; stima dei parametri

Distanziamento temporale veicolare (3)

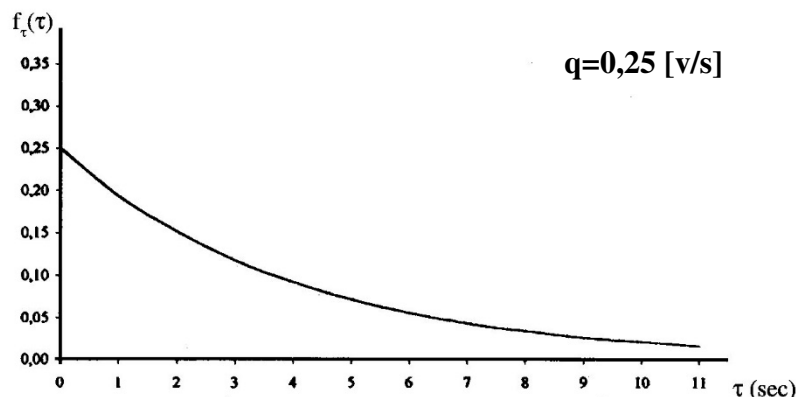


Fig.15 – Funzione densità di probabilità Esponenziale Negativa

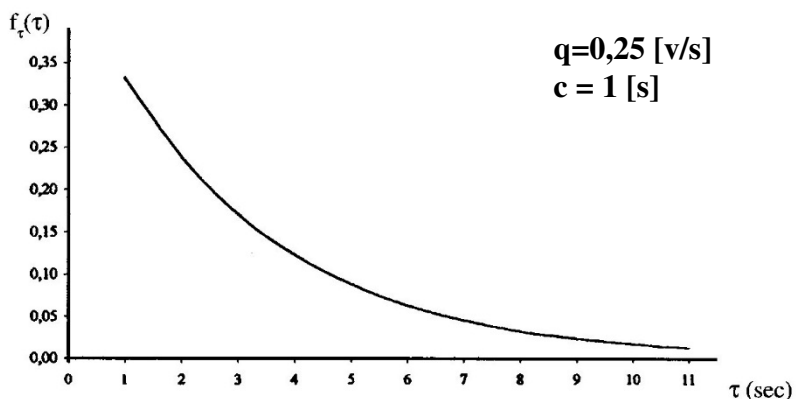


Fig.16 – Funzione densità di probabilità Esponenziale Negativa traslata

$$E(\tau) = \bar{\tau} = \frac{1}{q} = \frac{1}{\lambda} \quad \lambda=q$$

$$f_{\tau}(\tau) = q \cdot e^{-q \cdot \tau} = \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot \tau}$$

Funzione densità di probabilità

$$F_{\tau}(\tau) = 1 - e^{-q \cdot \tau} = 1 - e^{-\lambda \cdot \tau}$$

Funzione di ripartizione

$$E(\tau) = \bar{\tau} = \frac{1}{q} = \frac{1}{\lambda} + c \quad \lambda = \frac{1}{\frac{1}{q} - c}$$

$$f_{\tau}(\tau) = \frac{1}{\frac{1}{q} - c} \cdot e^{-\left(\frac{\tau-c}{\frac{1}{q}-c}\right)} = \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot (\tau-c)} \quad \tau \geq c$$

Funzione densità di probabilità

$$F_{\tau}(\tau) = 1 - e^{-\frac{\tau-c}{\left(\frac{1}{q}-c\right)}} = 1 - e^{-\lambda \cdot (\tau-c)}$$

Funzione di ripartizione

Distanziamento temporale veicolare (4)

Dati: $q = 0,25$ [veic/s] $\bar{\tau} = \frac{1}{q} = \frac{1}{0,25} = 4$ [sec] $s^2 = 9,61$ [sec²]

Stima parametri: $\lambda = q = 0,25$ [veic/sec] $\lambda = 1/s = 1/3,1 = 0,325$ [veic/sec]

$$c = \bar{\tau} - \sqrt{s^2} = 4 - 3,1 = 0,9$$
 [s]

Esponenziale negativa traslata

$$F_{\tau}(\tau) = 1 - e^{-\frac{\tau-c}{\left(\frac{1}{q}-c\right)}} = 1 - e^{-\frac{\tau-0,9}{\left(\frac{1}{0,25}-0,9\right)}}$$

$$P(\tau \leq 2,0 \text{ sec}) = F_{\tau}(2) = 1 - e^{-\frac{2-0,9}{\left(\frac{1}{0,25}-0,9\right)}} = 0,299$$

$$P(\tau \leq 3,5 \text{ sec}) = F_{\tau}(3,5) = 1 - e^{-\frac{3,5-0,9}{\left(\frac{1}{0,25}-0,9\right)}} = 0,568$$

$$P(2,0 \leq \tau \leq 3,5 \text{ sec}) = F_{\tau}(3,5) - F_{\tau}(2,0) = 0,568 - 0,299 = 0,269$$

$$P(2,0 \leq \tau \leq 3,5 \text{ sec}) = F_{\tau}(3,5) - F_{\tau}(2,0) = 0,583 - 0,393 = 0,190$$

$$P(\tau > 3,5 \text{ sec}) = 1 - P(\tau \leq 3,5) = 1 - F_{\tau}(3,5) = 1 - 0,568 = 0,432$$

$$P(\tau > 3,5 \text{ sec}) = 1 - P(\tau \leq 3,5) = 1 - F_{\tau}(3,5) = 1 - 0,583 = 0,417$$

Distanziamento temporale veicolare (5)

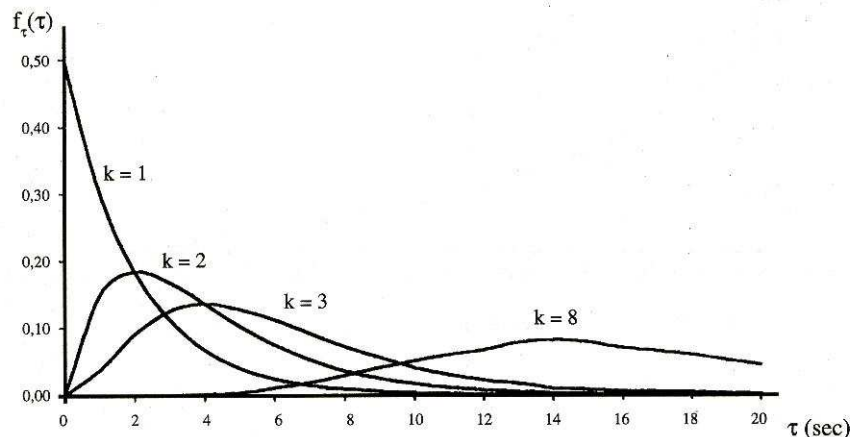


Fig.17a – Funzione densità di probabilità di Erlang con $\lambda = 0,5$ ed alcuni valori di k

$$E(\tau) = \bar{\tau} = \frac{1}{q} = \frac{k}{\lambda}$$

$$\lambda = k \cdot q$$

$$f_{\tau}(\tau) = \frac{kq}{(k-1)!} (kq\tau)^{k-1} e^{-kq\tau}$$

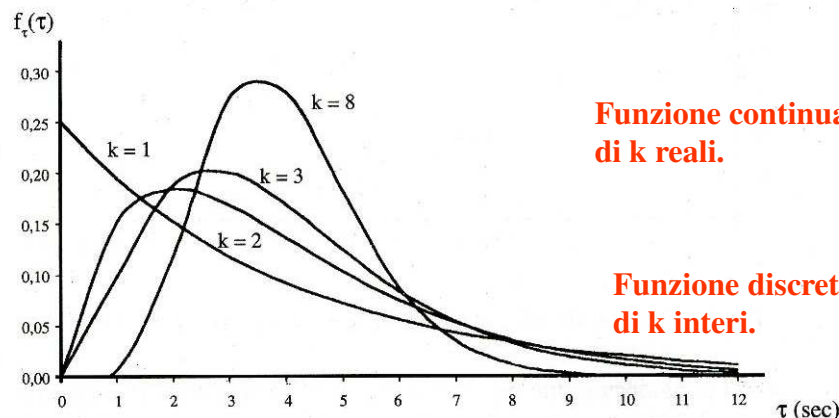


Fig.17b - Funzione densità di probabilità di Erlang per alcuni valori di k e con media costante $\mu_t = k/\lambda = 4$ sec

Funzione densità di probabilità

Funzione continua, valida per valori di k reali.

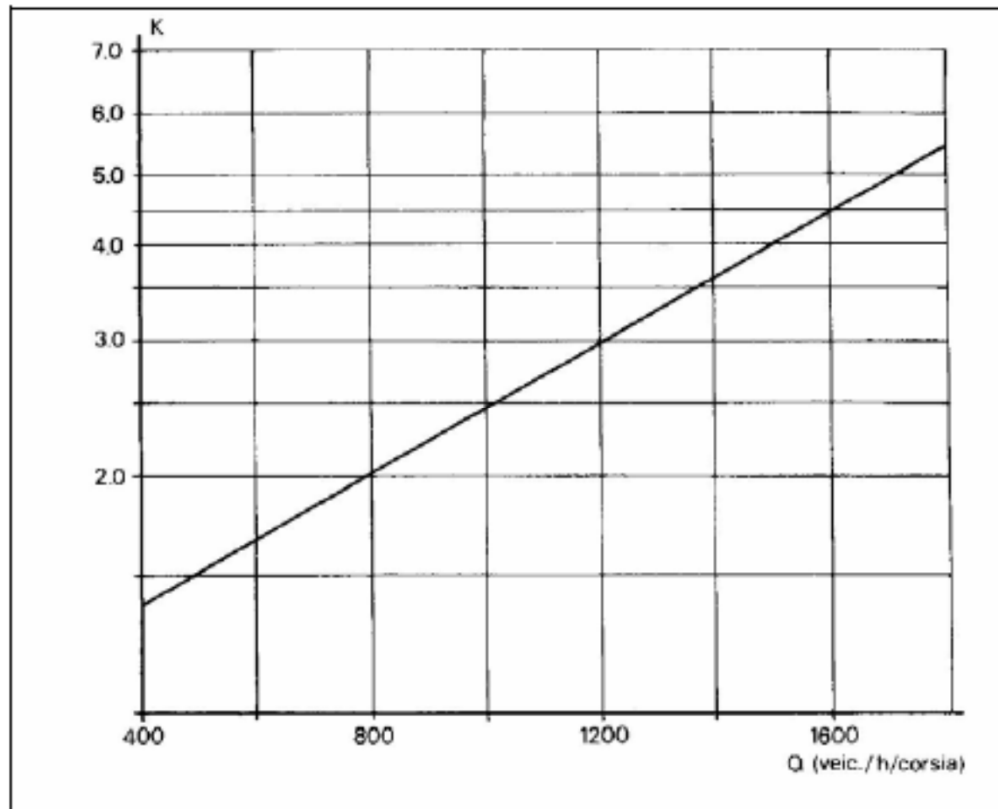
$$F_{\tau}(t) = P(\tau \leq t) = \int_0^t f_{\tau}(\tau) d\tau \quad t \geq 0$$

Funzione discreta valida per valori di k interi.

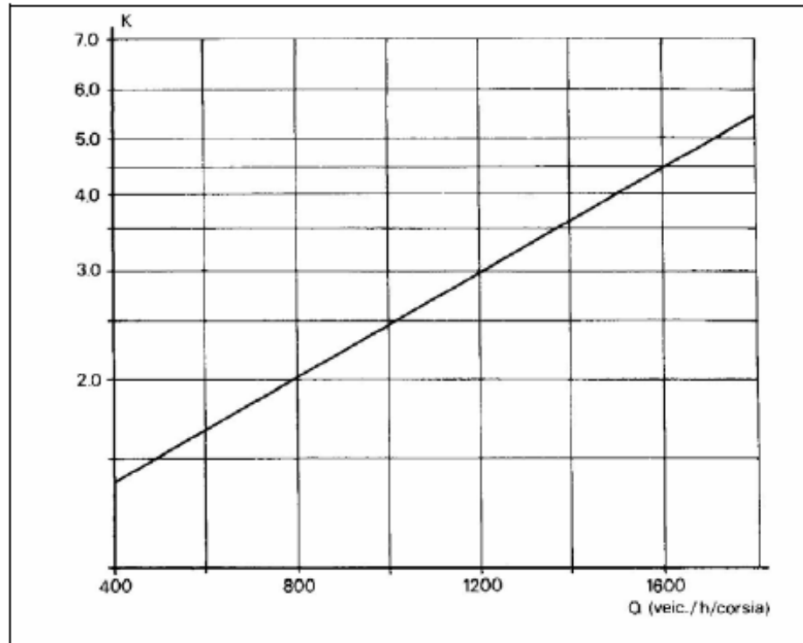
$$F_{\tau}(t) = 1 - e^{-kqt} \sum_{n=0}^{k-1} \frac{(kqt)^n}{n!}$$

Funzione di ripartizione

Distanziamento temporale veicolare (6)



Distanziamento temporale veicolare (7)



$$q = 0,20 \text{ [v/s]} = 720 \text{ [v/h]} \quad \bar{\tau} = 5 \text{ [s]}$$

$$k=2$$

$$\lambda = k * q = 2 * 0,2 = 0,4$$

$$P(\tau \leq t) = F_{\tau}(t) = 1 - e^{-k \cdot q \cdot t} \cdot \sum_{n=0}^{k-1} \frac{(k \cdot q \cdot t)^n}{n!}$$

$$P(\tau \leq 1,5) = F_{\tau}(1,5) = 1 - e^{-2 \cdot 0,2 \cdot 1,5} \cdot \left[1 + \frac{(2 \cdot 0,2 \cdot 1,5)^1}{1!} \right] = 0,122$$

$$P(\tau > 1,5 \text{ sec}) = 1 - P(\tau \leq 1,5) = 1 - F_{\tau}(1,5) = 1 - 0,122 = 0,878$$

Distanziamento temporale veicolare (7)

$$q = 0,25 \text{ [veic/sec]} = 900 \text{ [veic/h]} \quad s^2 = 9,61 \text{ [sec}^2] \quad \bar{\tau} = 4 \text{ [sec]} \quad c = 0,9 \text{ [sec]}$$

Esponenziale negativa

$$P(\tau \leq 2,0 \text{ sec}) = F_{\tau}(2) = 1 - e^{-0,25 \cdot 2} = 0,393$$

Esponenziale negativa traslata

$$P(\tau \leq 2,0 \text{ sec}) = F_{\tau}(2) = 1 - e^{-\frac{2-0,9}{\left(\frac{1}{0,25}-0,9\right)}} = 0,299$$

Erlang k=2

$$P(\tau \leq 2,0 \text{ sec}) = F_{\tau}(2,0) = 1 - e^{-2 \cdot 0,25 \cdot 2,0} \cdot \left[1 + \frac{(2 \cdot 0,25 \cdot 2,0)^1}{1!} \right] = 0,264$$

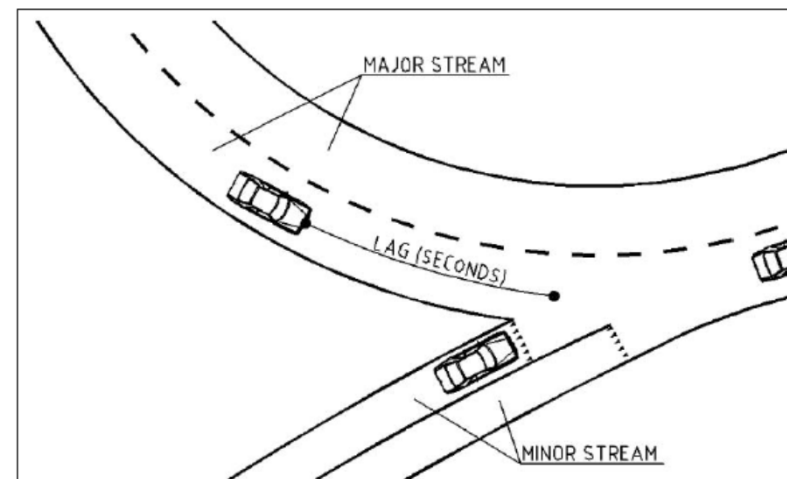
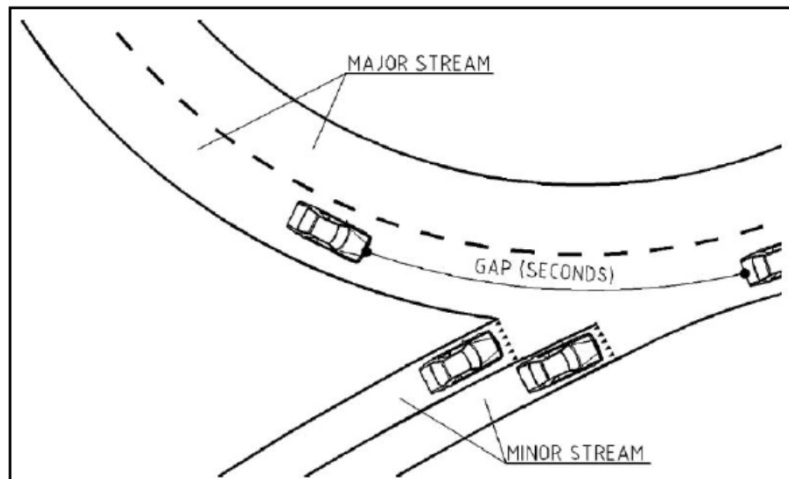
Erlang k=3

$$P(\tau \leq 2,0 \text{ sec}) = F_{\tau}(2,0) = 1 - e^{-3 \cdot 0,25 \cdot 2,0} \cdot \left[1 + \frac{(3 \cdot 0,25 \cdot 2,0)^1}{1!} + \frac{(3 \cdot 0,25 \cdot 2,0)^2}{2!} \right] = 0,191$$

Intervalli critici e di sequenza (1)

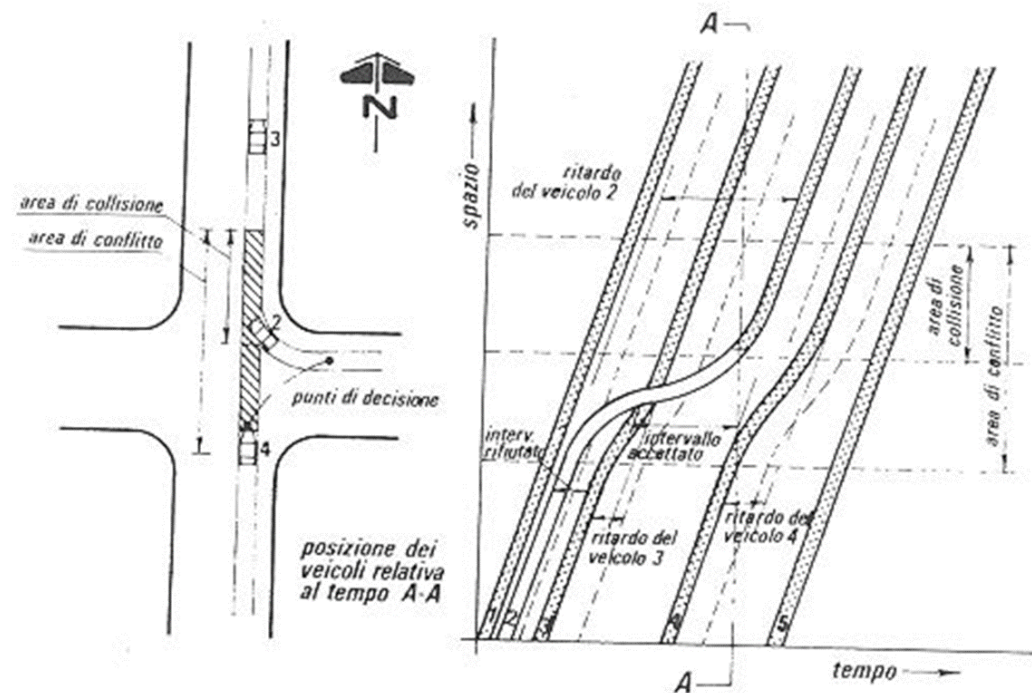
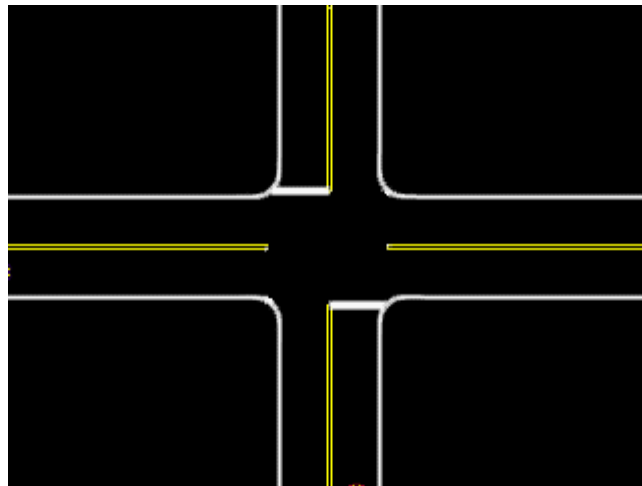
Intervallo, o GAP, è l'intervallo temporale netto tra l'arrivo di due successivi veicoli che procedono lungo la stessa direzione in corrispondenza del punto di conflitto.

Si definisce LAG come la parte residua di un gap, nello specifico si intende come l'intervallo temporale che intercorre tra l'arrivo di un utente all'approccio in corrispondenza della yield line o linea del "dare la precedenza" e il passaggio del primo veicolo.



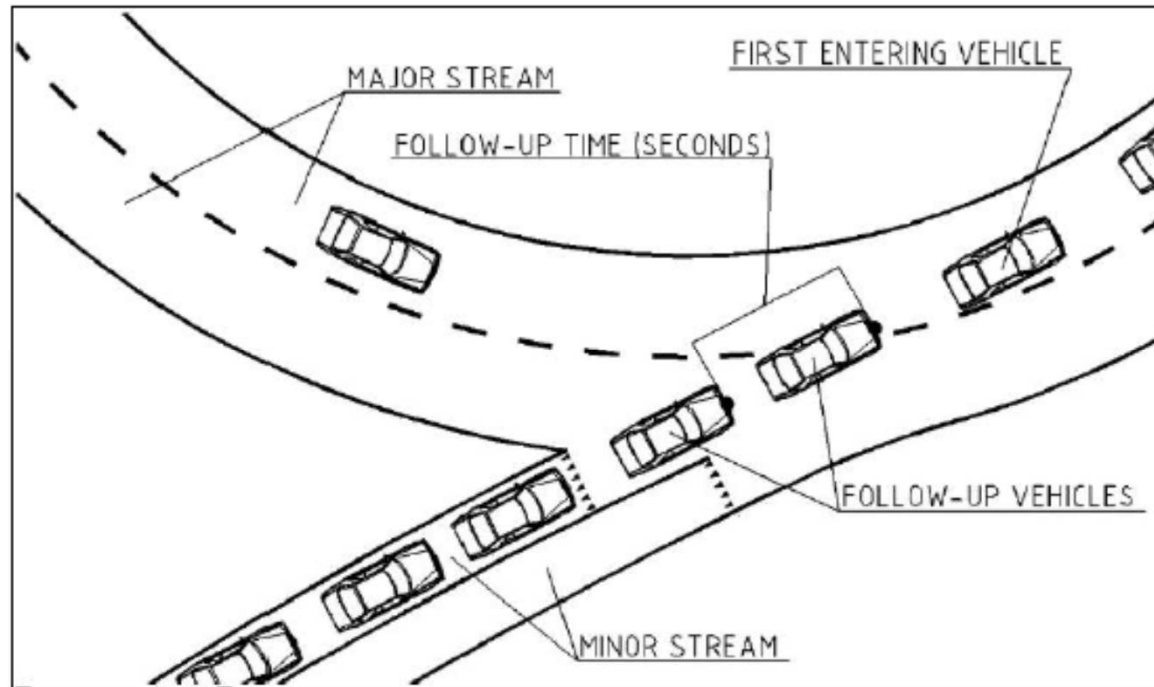
Intervalli critici e di sequenza (2)

Si definisce **intervallo critico** o «**gap critico**» (T_c) il più piccolo intervallo temporale (accettato) fra due veicoli della corrente principale che consente una manovra di immissione o attraversamento di un veicolo della corrente secondaria, senza che tale manovra provochi rallentamenti da parte dei veicoli appartenenti alla corrente principale.

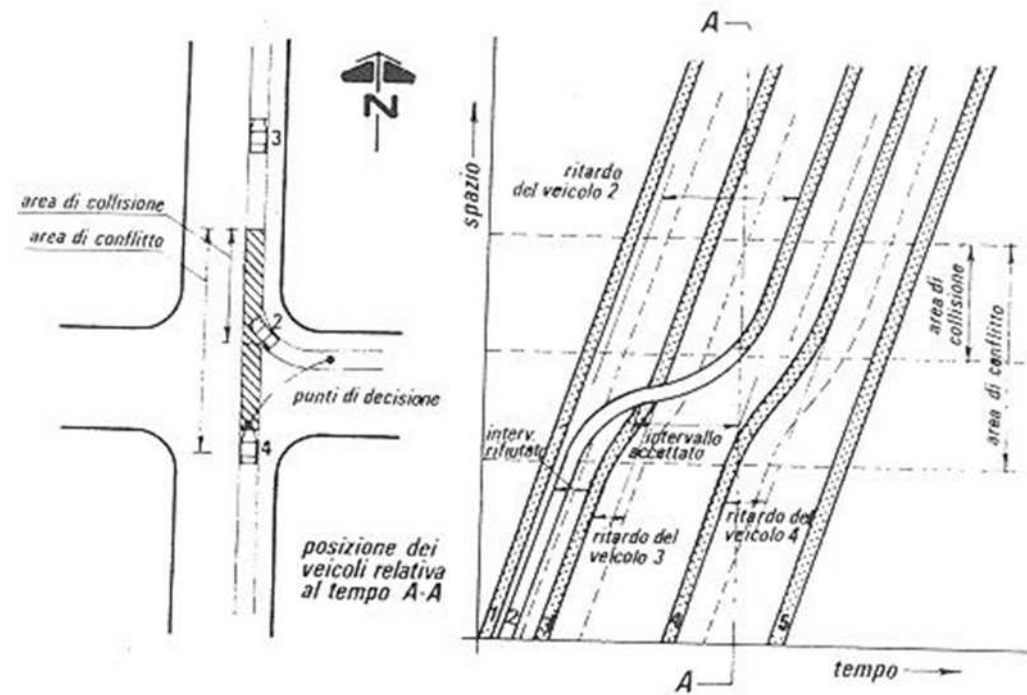
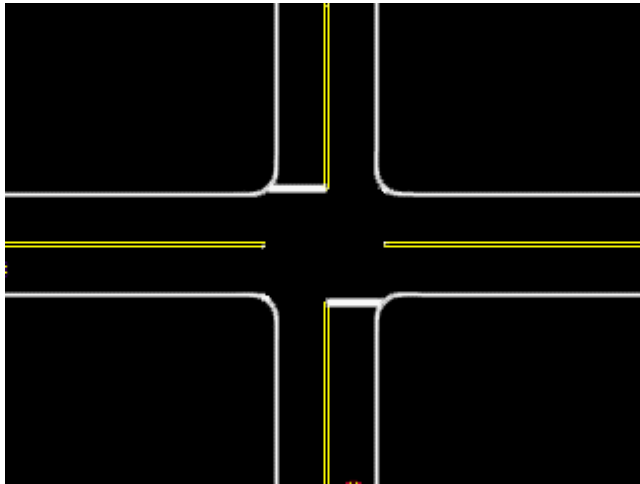


Intervalli critici e di sequenza (3)

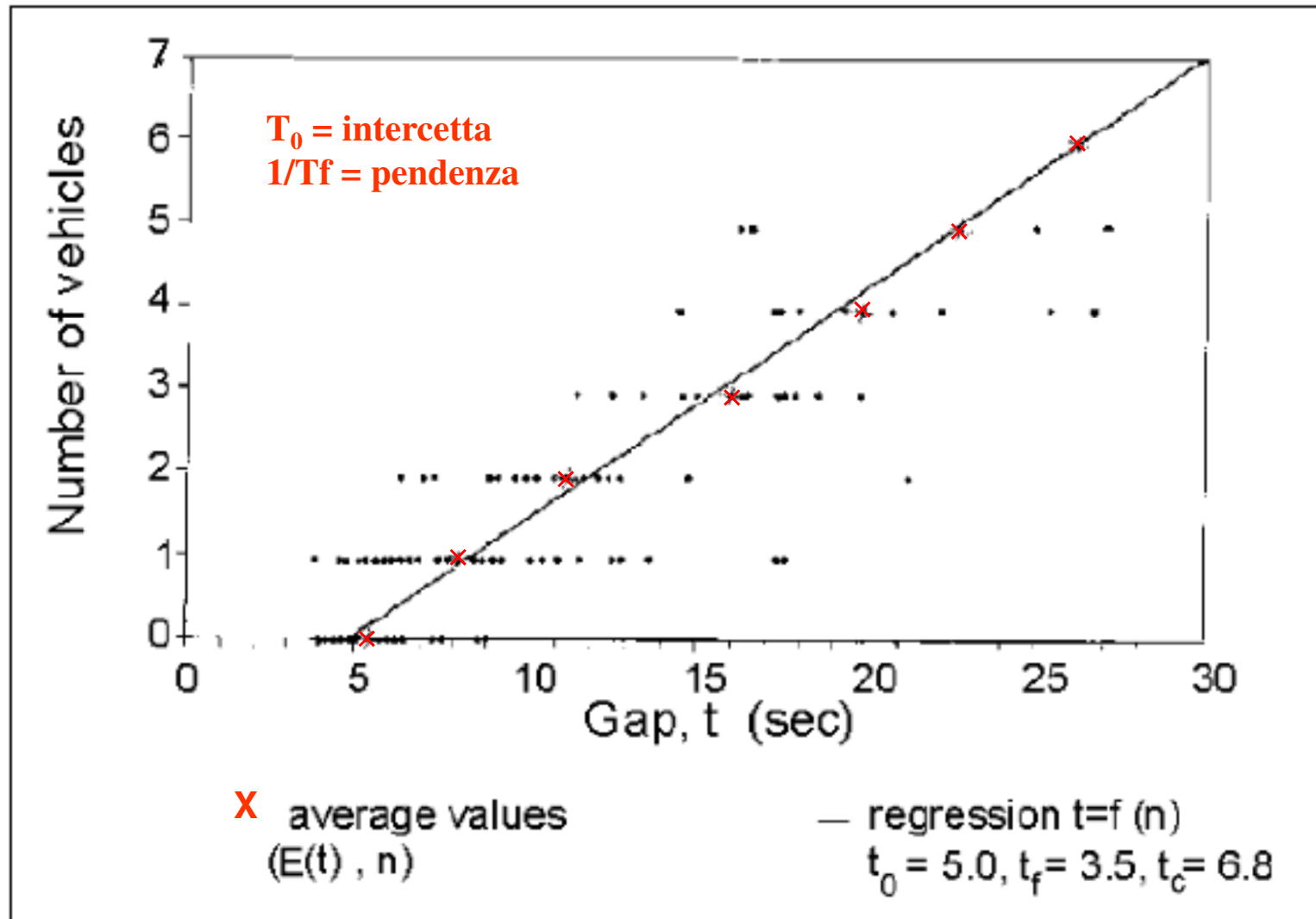
Intervallo di Sequenza (Follow-up Time, T_f): definito come l'intervallo temporale misurato tra l'istante in cui un veicolo esegue la manovra di immissione (attraversamento della linea d'arresto) e l'istante in cui la manovra stessa viene effettuata dal veicolo che lo segue sull'approccio, nelle ipotesi in cui venga impiegato lo stesso gap da entrambi i veicoli e vi sia coda continua sull'approccio stesso



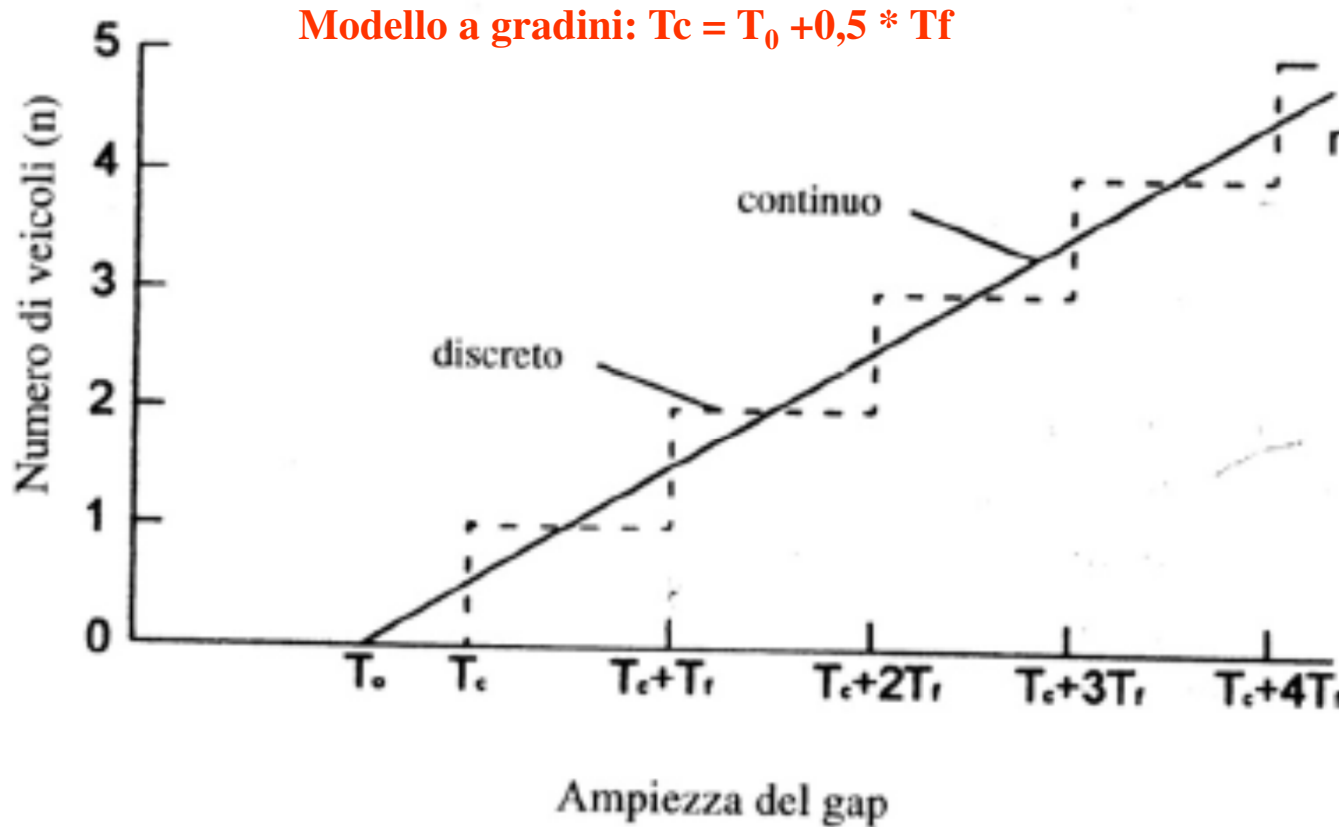
Intervalli critici e di sequenza (4)



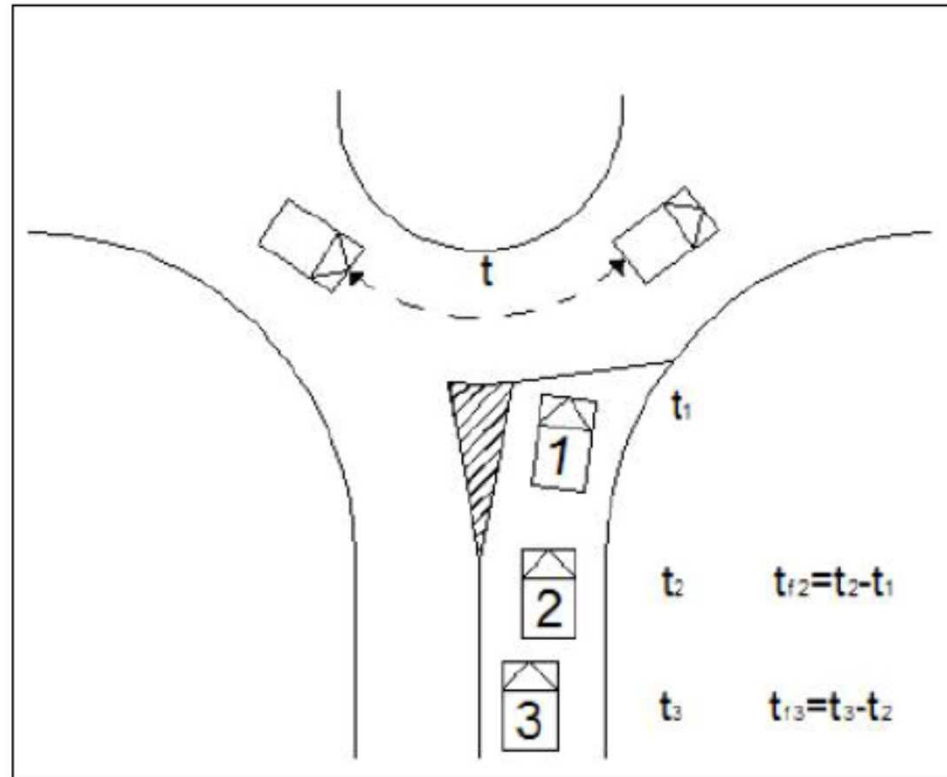
Intervalli critici e di sequenza (5)



Intervalli critici e di sequenza (6)



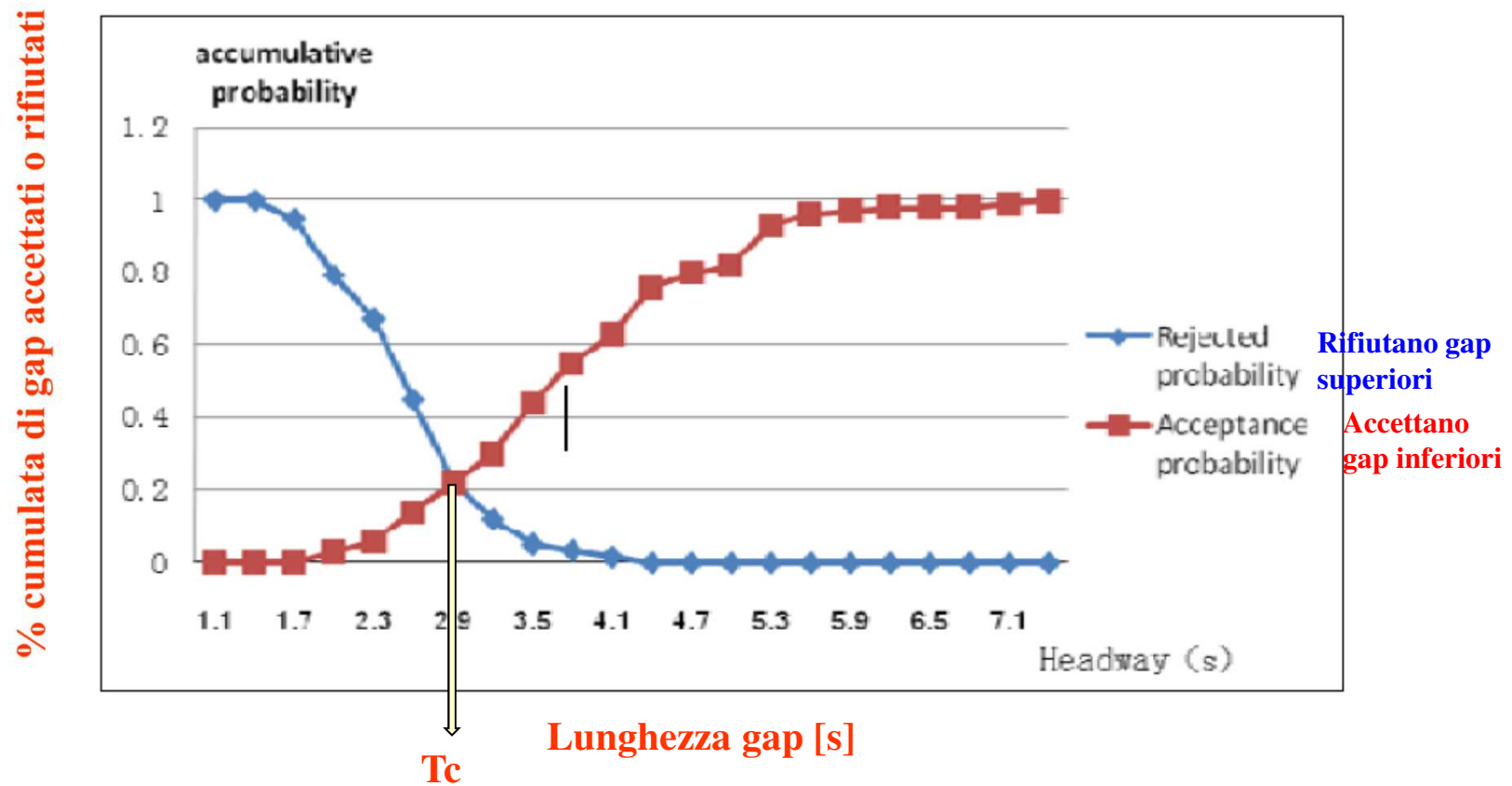
Intervalli critici e di sequenza (7)



$$T_f = \frac{\sum_{i=1}^n t f_i}{n}$$

Intervalli critici e di sequenza (8)

Metodo di Raff



Intervalli critici e di sequenza (9)

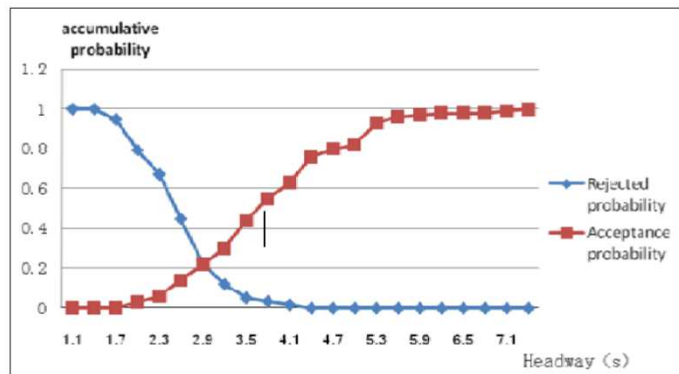
Table 1: Measure of accepted gap and the maximum rejected gap (s).

t_a	t_r	t_a	t_r	t_a	t_r	t_a	t_r	t_a	t_r	t_a	t_r
5.26	1.68	3.29	0	3.86	0	4.11	0	2.31	0	1.8	1.43
3.46	1.16	3.35	1.93	2.97	0	5.21	3.01	5.11	2.45	3.22	0
4.76	2.08	4.22	2.44	3.49	0	3.14	0	3.69	0	5.21	2.18
1.97	0	4.06	2.44	2.48	0	3.54	0	4.99	3	2.46	1.68
5.75	0	4.01	1.93	3.78	1.92	2.01	0	5.54	2.36	3.67	1.93
2.72	0	3.32	1.68	2.89	2.61	6	0	4.21	0	2.59	0
5.05	0	2.89	0	2.59	2.41	4.51	0	3.32	0	2.94	0
4.26	1.55	3.13	0	3.06	1.4	3.33	0	3.68	2	6.82	4.06
3.22	0	4.66	3.35	3.97	2.77	3.56	2.24	3.96	2.1	7.24	2.18
2.18	1.16	4.26	2.94	4.22	2.18	4.25	2.14	5.25	1.89	3.49	2.32
3.49	0	4.22	3.6	3.6	2.69	5.21	2.54	5.47	2.58	4.1	2.72
3.74	2.72	5.26	2.34	3.13	1.39	3.45	0	4.12	2.47	5.16	2.56
2.72	0	2.86	0	4.53	1.93	2.88	2.01	2.36	0	2.32	2.08
1.93	0	3.78	0	5.05	2.16	3.23	0	2.98	0	3.42	2.03
2.18	1.42	2.56	0	4.42	0	4.1	0	3.56	0	4.21	1.56
4.12	0	3.55	2.11	3.03	1.48	2.64	0	4.25	2.45	5.21	2.22
4	2.63	2.88	0	5.5	3.12	4.26	2.41				

Table 2: Accumulative probability of accepted gap and rejected gap.

Range of gap (s)	Accepted number	Rejected number	Accepted probability	Accumulative probability of acceptance	Rejected probability	Accumulative probability of rejection
0-1.1	0	0	0	0	0	1
1.1-1.4	0	3	0	0	0.05	1
1.4-1.7	0	9	0	0	0.16	0.95
1.7-2.0	3	7	0.03	0.03	0.12	0.79
2.0-2.3	3	13	0.03	0.06	0.22	0.67
2.3-2.6	8	13	0.08	0.14	0.22	0.45
2.6-2.9	8	6	0.08	0.22	0.10	0.22
2.9-3.2	8	4	0.08	0.3	0.07	0.12
3.2-3.5	14	1	0.14	0.44	0.02	0.05
3.5-3.8	11	1	0.11	0.55	0.02	0.03
3.8-4.1	8	1	0.08	0.63	0.02	0.02
4.1-4.4	13	0	0.13	0.76	0	0
4.4-4.7	4	0	0.04	0.8	0	0
4.7-5.0	2	0	0.02	0.82	0	0
5.0-5.3	11	0	0.11	0.93	0	0
5.3-5.6	3	0	0.03	0.96	0	0
5.6-5.9	1	0	0.01	0.97	0	0
5.9-6.2	1	0	0.01	0.98	0	0
6.2-6.5	0	0	0	0.98	0	0
6.5-6.8	0	0	0	0.98	0	0
6.8-7.1	1	0	0.01	0.99	0	0
7.1-7.4	1	0	0.01	1	0	0
Total	100	58	1		1	

ta accettati
tr rifiutati



Intervalli critici e di sequenza (10)

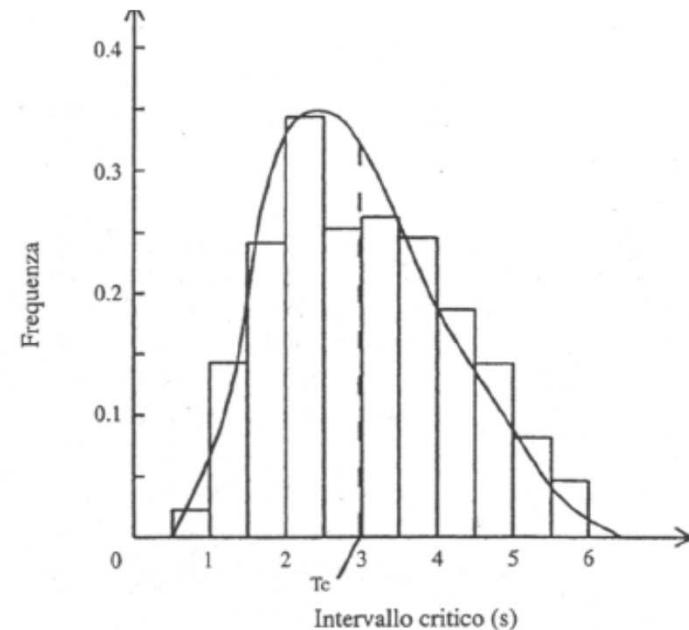
Non è possibile effettuare delle misure dirette del gap critico, per ogni utente è possibile registrare solo il gap più ampio scartato «a» e quello accettato «b».

STIMA DELL'INTERVALLO CRITICO
Metodo di Drew-Dawson

$$a_i < t_i \leq b_i \quad t_i = \frac{(a_i + b_i)}{2}$$

$$Frequenza = \frac{n_i}{b_i - a_i}$$

v.a. Erlang, Gamma, ...



Intervalli critici e di sequenza (11)

EXHIBIT 17-5. BASE CRITICAL GAPS AND FOLLOW-UP TIMES FOR TWSC INTERSECTIONS

Vehicle Movement	Base Critical Gap, $t_{c,base}$ (s)		Base Follow-up Time, $t_{f,base}$ (s)
	Two-Lane Major Street	Four-Lane Major Street	
Left turn from major	4.1	4.1	2.2
Right turn from minor	6.2	6.9	3.3
Through traffic on minor	6.5	6.5	4.0
Left turn from minor	7.1	7.5	3.5

$$t_{c,x} = t_{c,base} + t_{c,HV} \cdot P_{HV} + t_{c,G} \cdot G - t_{c,T} - t_{3,LT}$$

$$t_{f,x} = t_{f,base} + t_{f,HV} \cdot P_{HV}$$

$t_{c,HV}$ tiene conto dei mezzi pesanti vale 1 se la via principale è a due corsie vale 2 se a 4 corsie,

P_{HV} percentuale, espressa in valore assoluto, veicoli pesanti della secondaria;

$t_{c,G}$ tiene conto della pendenza: = 0,1 (per svolte a destra dalla secondaria); = 0,2 (per attraversamenti e svolte sinistra dalla secondaria); G pendenza in %.

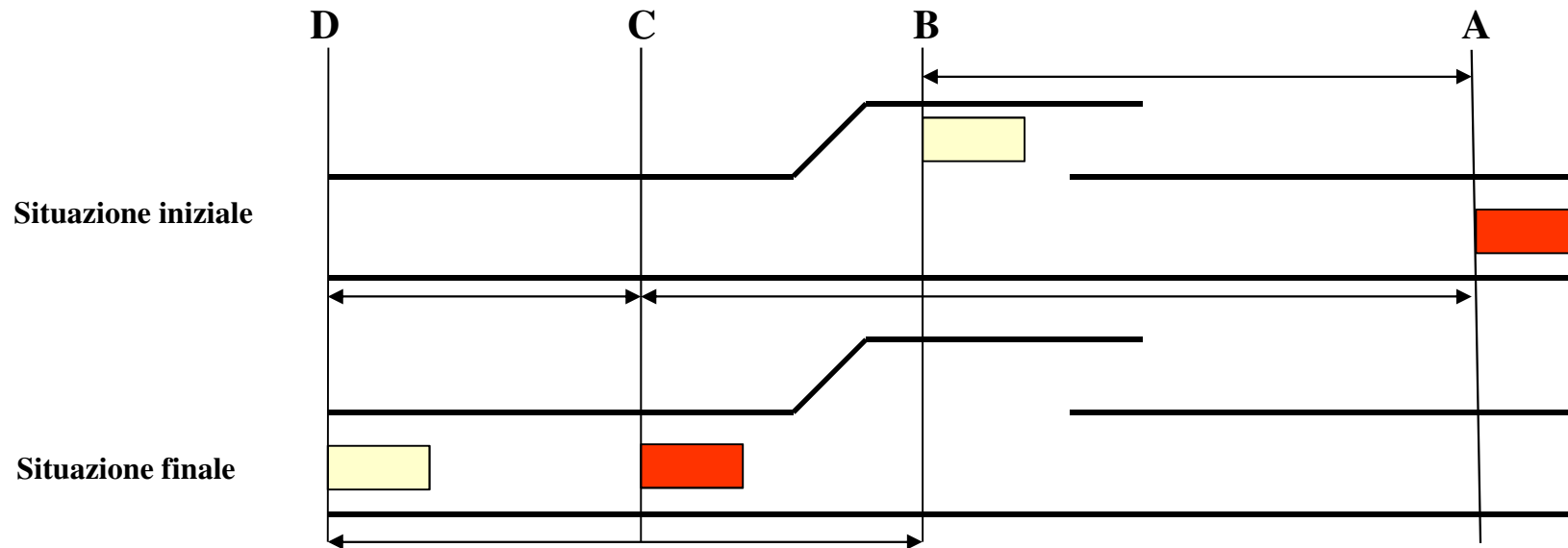
$t_{c,T}$ tiene conto di poter eseguire la manovra in due parti, = 1 sia per il primo che il secondo stage, = 0 se c'è un solo stage.

$t_{3,LT}$ tiene conto del fatto che l'intersezione è a T (3 bracci), $t_{3,LV} = 0,7$ per svolta a sinistra dalla secondaria in un'intersezione a T, $t_{3,LT} = 0$ negli altri casi.

$t_{f,HV} = 0,9$ per strade principali a due corsie, $t_{f,HV} = 1$ per strade principali a 4 corsie.

Intervalli critici e di sequenza (12)

Valutazione del Lag critico

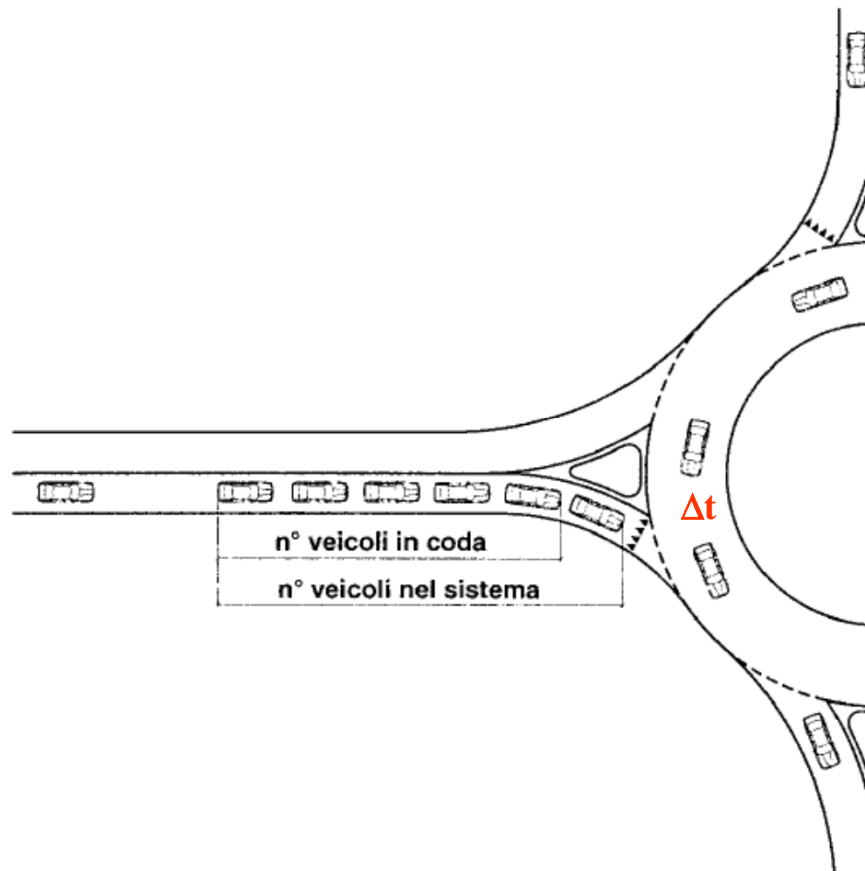


$$S_{AB} = S_{AC} + S_{CD} - S_{BD} = v \cdot t_{BD} + v \cdot \delta - \frac{v^2}{2 \cdot a} = v \cdot \frac{v}{a} + v \cdot \delta - \frac{v^2}{2 \cdot a} = \frac{v^2}{2 \cdot a} + v \cdot \delta$$

$$t_{AB} = S_{AB} / v = [\frac{v^2}{2 \cdot a} + v \cdot \delta] / v = \frac{v}{2 \cdot a} + \delta$$

Calcolo della lunghezza di accumulo(1)

Il Tempo di Servizio « T_s » è il tempo che il primo utente in coda impiega per poter essere servito (in alcuni casi si tiene conto anche del tempo per completare il servizio).



Calcolo della lunghezza di accumulo (2)

Formule di Pollaczek - Khintchine

$$b = E[s] = T + \frac{e^{K \cdot Q1 \cdot T} - \sum_{i=0}^K \frac{(K \cdot Q1 \cdot T)^i}{i!}}{Q1 \cdot \underbrace{\sum_{i=0}^{(K-1)} \frac{(K \cdot Q1 \cdot T)^i}{i!}}_{\text{Somma degli intervalli rifiutati}}}$$

$$\rho = \frac{Q2}{\frac{1}{b}} = Q2 \cdot b < 1 \quad \text{Condizione di stazionarietà}$$

$$Var[s] = \frac{(K+1) \cdot \left[e^{K \cdot Q1 \cdot T} - \sum_{i=0}^{K+1} \frac{(K \cdot Q1 \cdot T)^i}{i!} \right]}{K \cdot Q1^2 \cdot \sum_{i=0}^{(K-1)} \frac{(K \cdot Q1 \cdot T)^i}{i!}} + (E[s] - T)^2$$

$$E[w] = b + \underbrace{\frac{Q2 \cdot (b^2 + Var[s])}{2 \cdot (1 - Q2 \cdot b)}}_{\text{Tempo di coda}}$$

$$E[q] = Q_2 E[w]$$

$b = E[s]$ Tempo medio di servizio [sec.]

$Q1$ = portata sulla corsia della principale [veic./sec.]

T = intervallo critico [sec.]

K = parametro funzione Erlang

$Var[s]$ = Varianza del tempo di servizio [sec.²]

$E[w]$ = Tempo medio attesa [sec.]

$Q2$ = portata sulla corsia di svolta a sinistra [veic./sec.]

$E[q]$ = Numero di veicoli medio in coda [veic.]

ρ = intensità di traffico, nei fenomeni di attesa

Calcolo della lunghezza di accumulo (2)

k è il parametro della legge di probabilità di Erlang per il quale possono essere assunti i

$$\text{seguenti valori: } K = \begin{cases} 1 & Q_1 \leq 400 & \text{veic/h} \\ 2 & 400 \leq Q_1 \leq 800 & \text{veic/h} \\ 3 & Q_1 > 800 & \text{veic/h} \end{cases}$$

T è l'intervallo critico che varia in funzione del comportamento degli utenti, del tipo di manovra che si deve eseguire (difficoltà e spazi che devono essere percorsi). Le misure eseguite negli Stati Uniti indicano:

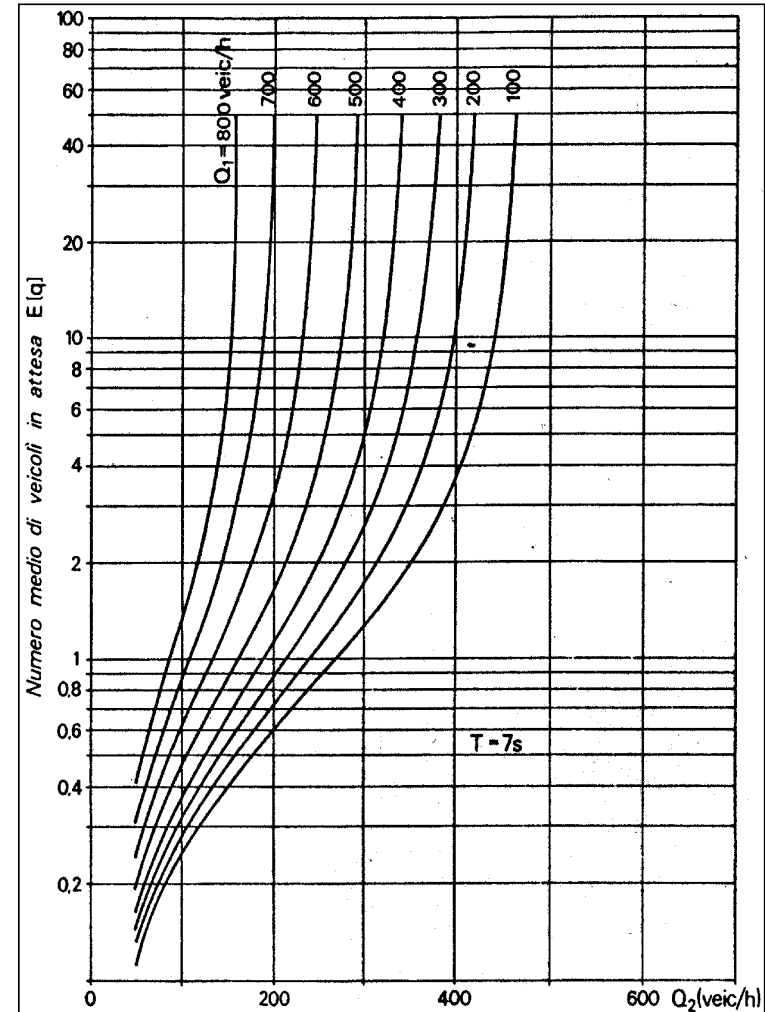
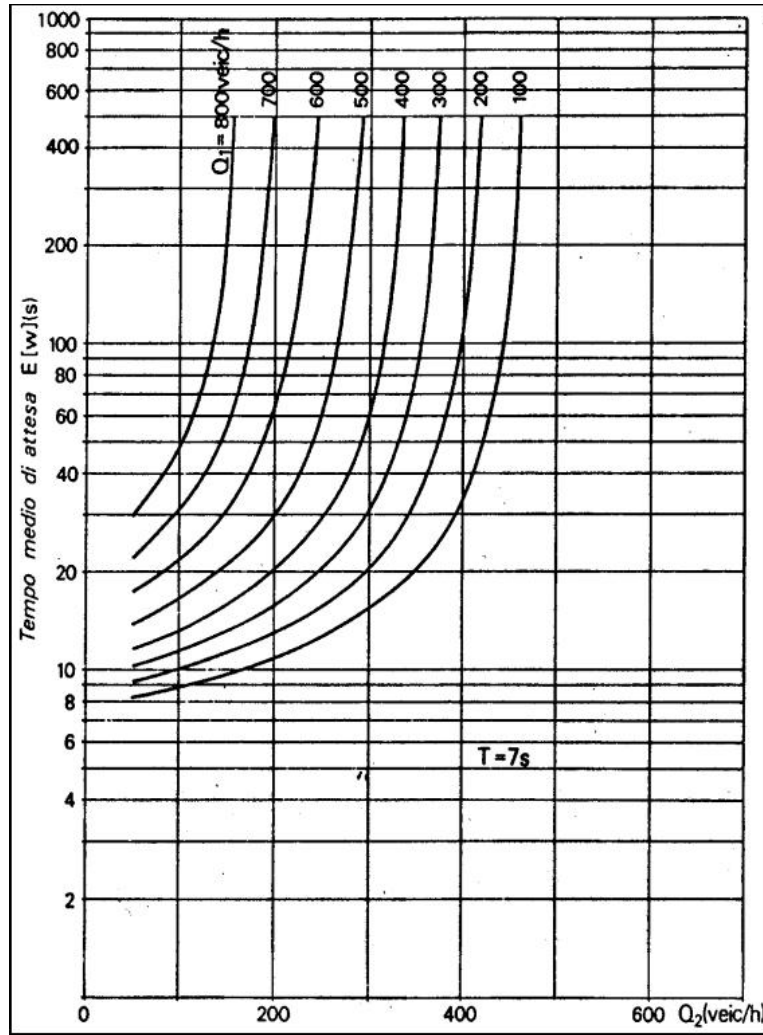
$$\text{Intervallo critico} = \begin{cases} 7.33 \div 7.38 \cong 7 \text{ sec} & \text{immissione} \\ 7.71 \div 8.02 \cong 8 \text{ sec} & \text{attraversamento} \end{cases}$$

In Italia sono stati riscontrati valori compresi tra 6 e 8 sec.

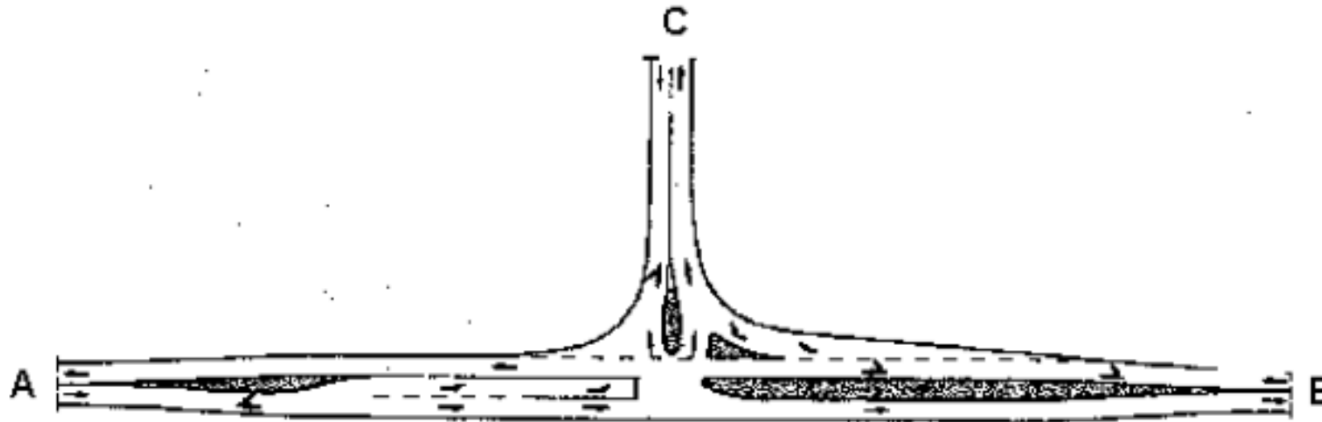
Per le corsie specializzate di accumulo e per gli attestamenti nelle zone regolate da precedenza e Stop, dovranno essere determinati, secondo le regole ed i criteri della tecnica della circolazione, il numero medio dei veicoli in attesa di svolgere la manovra desiderata ed il tempo medio di attesa. La lunghezza dei singoli elementi deve, quindi, essere determinata in funzione del numero di veicoli in attesa e considerando uno spazio occupato da ciascuno di essi mediamente pari a 6 m. Allo scopo di garantire che con elevata probabilità i veicoli in attesa riescano ad essere ospitati nell'elemento considerato, occorre assegnare a questa una lunghezza doppia di quella corrispondente al numero medio di veicoli in attesa.

$$L_{a,a} = 2 * E[q] * 6 \quad [\text{m}]$$

Calcolo della lunghezza di accumulo (3)



Calcolo della lunghezza di accumulo (4)



DATI INIZIALI

- Velocità di riferimento per la strada principale A-B pari a $V_{85}=70$ km/h (è la velocità di progetto " V_p " dedotta dal diagramma di velocità, per le strade di nuova, costruzione o l'85° percentile della distribuzione delle velocità istantanee " V_{85} " per le strade esistenti).
- Portate dei flussi diretti ed in svolta

Matrice Origine-Destinazione

ORIGINE	DESTINAZIONE		
	A	B	C
A		700	100
B	750		150
C	190	60	

Calcolo della lunghezza di accumulo (5)

Matrice Origine-Destinazione [veic/sec]

ORIGINE	DESTINAZIONE		
	A	B	C
A		0.19444444	0.02777778
B	0.2083333		0.04166667
C	0.0527778	0.01666667	

Eseguendo i calcoli risulta:

$$b = E[s] = T + \frac{e^{kQ_1T} - \sum_{i=0}^k \frac{(kQ_1T)^i}{i!}}{Q_1 \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kQ_1T)^i}{i!}} = 7.0 + \frac{e^{2 \cdot 0.208 \cdot 7.0} - \sum_{i=0}^2 \frac{(2 \cdot 0.208 \cdot 7.0)^i}{i!}}{0.208 \cdot \left(1 + \frac{(2 \cdot 0.208 \cdot 7.0)}{1}\right)} = 19.63 \text{ sec}$$

$$V(s) = \frac{(K+1) \left(e^{KQ_1T} - \sum_{i=0}^{K+1} \frac{(KQ_1T)^i}{i!} \right)}{KQ_1^2 \cdot \sum_{i=0}^{K-1} \frac{(KQ_1T)^i}{i!}} + (E[s] - T)^2 = 214.11 \text{ sec}^2$$

Calcolo della lunghezza di accumulo (6)

$$\rho = Q2 \cdot b = 0,0278 \cdot 19,63 = 0,546 < 1 \text{ verifica di stazionarietà ok}$$

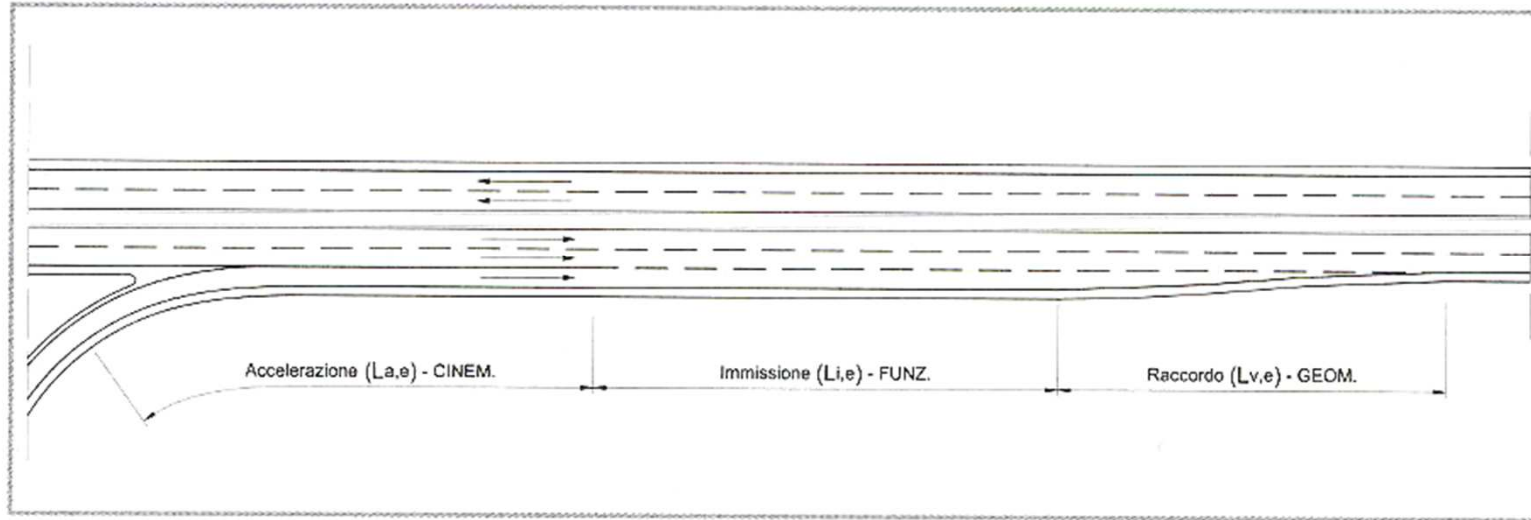
$$E[w] = b + \frac{Q2 \cdot (b^2 + Var[s])}{2 \cdot (1 - Q2 \cdot b)} = 19,63 + \frac{0,0278 \cdot (19,63^2 + 214,11)}{2 \cdot (1 - 0,0278 \cdot 19,63)} = 37,95 \text{ [sec]}$$

$$E[q] = Q2 \cdot E[w] = 0,0278 \cdot 37,95 = 1,05 \text{ [veic.]}$$

$$q = 2 \cdot E[q] = 2 \cdot 1,05 = 2,10 \cong 2 \text{ [veic.]}$$

$$La,a = q \cdot L = 2 \cdot 6 = 12 \text{ [m]}$$

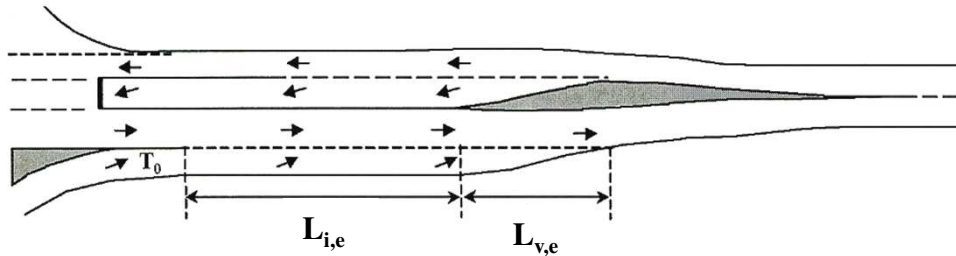
Corsie specializzate per l'immissione (1)



$$L_{a,e} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2a}$$

Per v_1 si assume la velocità di progetto della rampa nel punto di inizio del tratto di accelerazione della corsia di entrata, mentre per v_2 si assume il valore corrispondente allo 80% della velocità di progetto della strada sulla quale la corsia si immette; questa velocità va determinata dal diagramma di velocità (secondo quanto riportato nel D.M. 5/11/2001). Si considera una accelerazione $a = 1,0 \text{ m/s}^2$.

Corsie specializzate per l'immissione (2)



$L_{i,e}$ = tratto di immissione

$L_{v,e}$ = tratto di raccordo

V = velocità differenziale iniziale [m/s] = $V_{\text{cor. marcia}} - V_{\text{cor. imm.}} = V_{c. m.} - 0,8 V_{c. m.} = 0,2 V_{c. m.}$

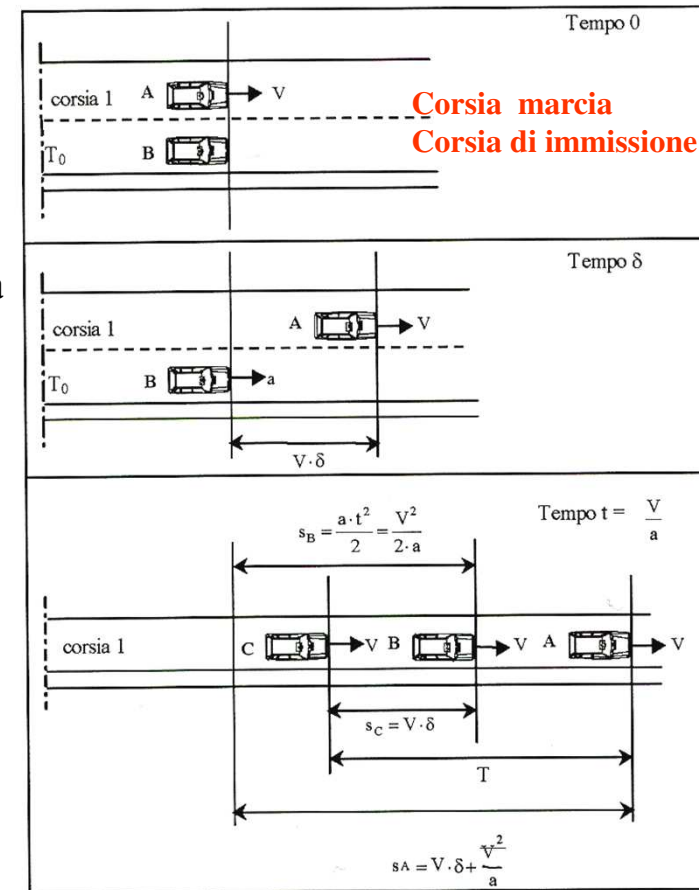
δ = tempo di sicurezza (1 sec)

a = accelerazione ($1,0 \text{ m/s}^2$)

T = intervallo temporale critico

$$S_{AC} = S_A - S_B + S_C = \left(V \cdot \delta + \frac{V^2}{a} \right) - \frac{V^2}{2 \cdot a} + V \cdot \delta = 2 \cdot V \cdot \delta + \frac{V^2}{2 \cdot a}$$

$$T = \frac{S_A - S_B + S_C}{V} = 2 \cdot \delta + \frac{V}{2 \cdot a}$$



Corsie specializzate per l'immissione (3)

$$b = E[s] = T + \frac{e^{K \cdot Q^* \cdot T} - \sum_{i=0}^K \frac{(K \cdot Q^* \cdot T)^i}{i!}}{Q^* \cdot \sum_{i=0}^{(K-1)} \frac{(K \cdot Q^* \cdot T)^i}{i!}}$$

$$Var[s] = \frac{(K+1) \cdot \left[e^{K \cdot Q^* \cdot T} - \sum_{i=0}^{K+1} \frac{(K \cdot Q^* \cdot T)^i}{i!} \right]}{K \cdot Q^{*2} \cdot \sum_{i=0}^{(K-1)} \frac{(K \cdot Q^* \cdot T)^i}{i!}} + (E[s] - T)^2$$

$$E[w] = b + \frac{Q2 \cdot (b^2 + Var[s])}{2 \cdot (1 - Q2 \cdot b)}$$

$$L_{i,e} = (2) v_i E[w]$$

$b = E[s]$ Tempo medio di servizio [sec.]

Q^* = portata virtuale = $Q1 \cdot \left(\frac{v-v_i}{v}\right)$ [veic./sec.]

$Q1$ = portata sulla I corsia della principale [veic./sec.]

v = velocità sulla I corsia della strada principale [m/s]

v_i = velocità sulla corsia di immissione [m/s]

T = intervallo critico = $\frac{v-v_i}{2a} + 2\delta$ [sec.]

a = accelerazione = 1,0 [m/s²]

δ = tempo di sicurezza = 1,0 [sec]

K = parametro funzione Erlang

$Var[s]$ = Varianza del tempo di servizio [sec.²]

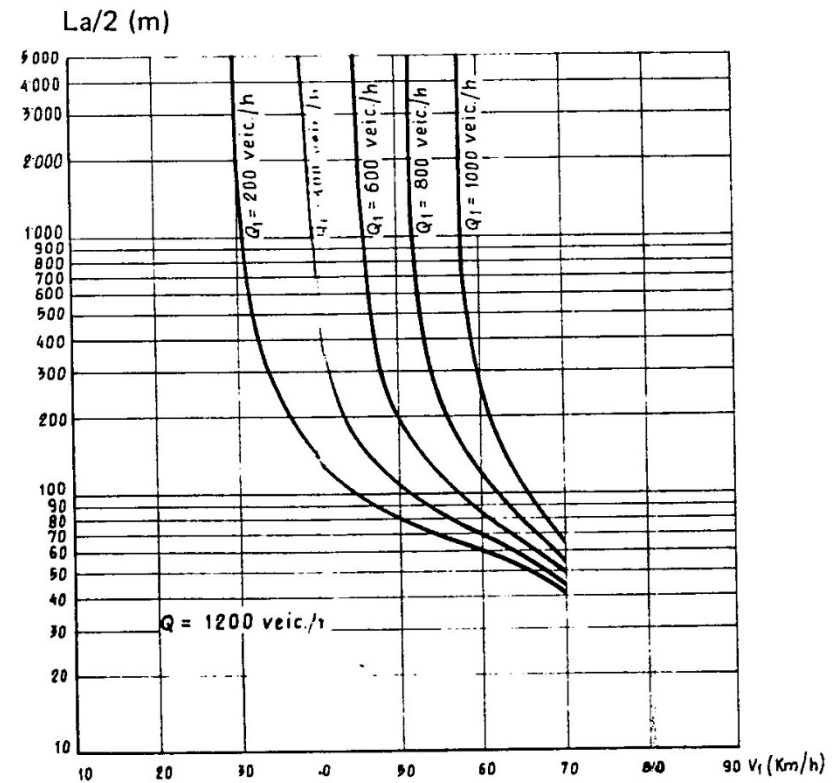
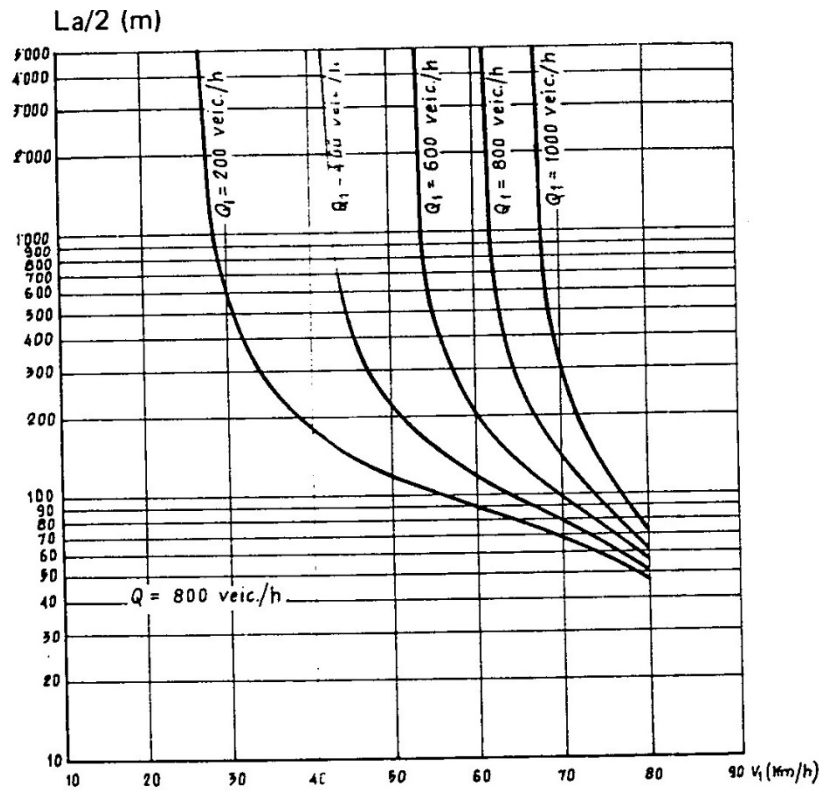
$Q2$ = portata sulla corsia di immissione

$E[w]$ = Tempo medio attesa [sec.]

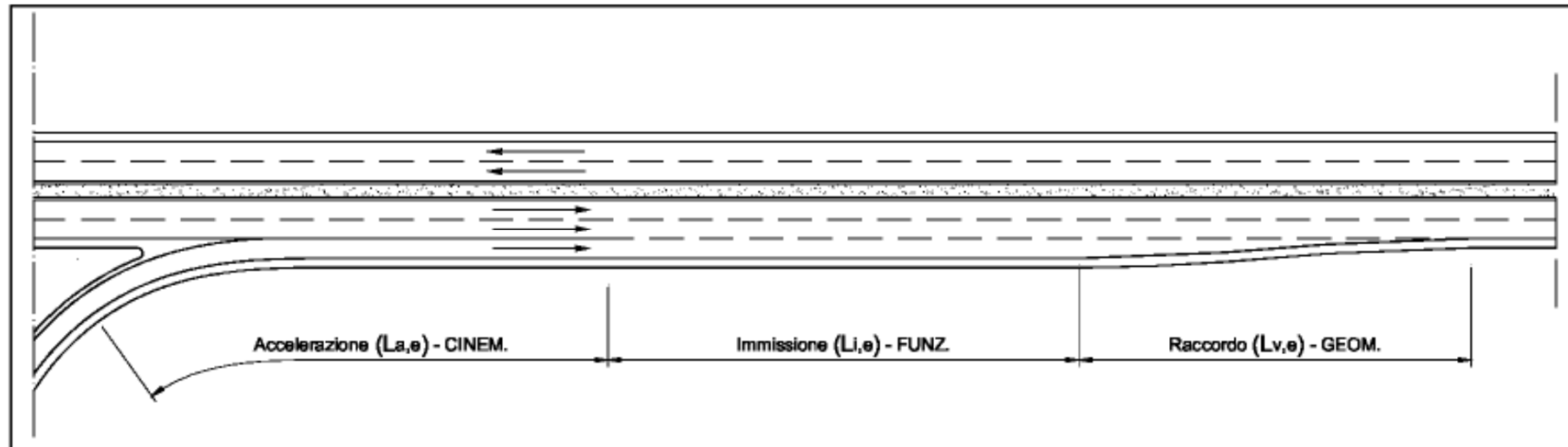
$L_{i,e}$ = lunghezza corsia di immissione [m]

Per le manovre di immissione e di scambio, la lunghezza delle corsie specializzate deve essere determinata secondo procedure basate sulla distribuzione probabilistica dei distanziamenti temporali tra i veicoli in marcia, su ciascuna corsia.

Corsie specializzate per l'immissione (4)



Tratto di raccordo livelli sfalsati

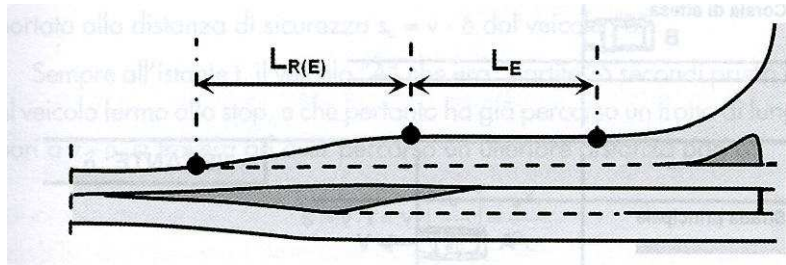


La lunghezza del tratto di raccordo $L_{v,e}$ nelle corsie di entrata od immissione si determina in funzione della velocità di progetto della strada sulla quale la corsia si immette, sulla base della Tabella 3:

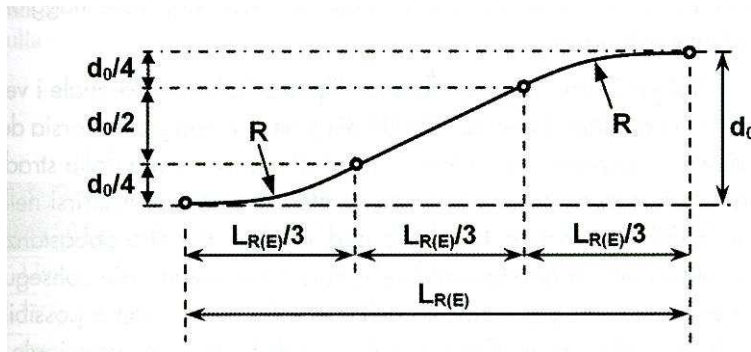
Velocità di progetto V_p [km/h]	Lunghezza del tratto di raccordo $L_{v,e}$ [m]
$V_p > 80$	75
$V_p \leq 80$	50

Tabella 3

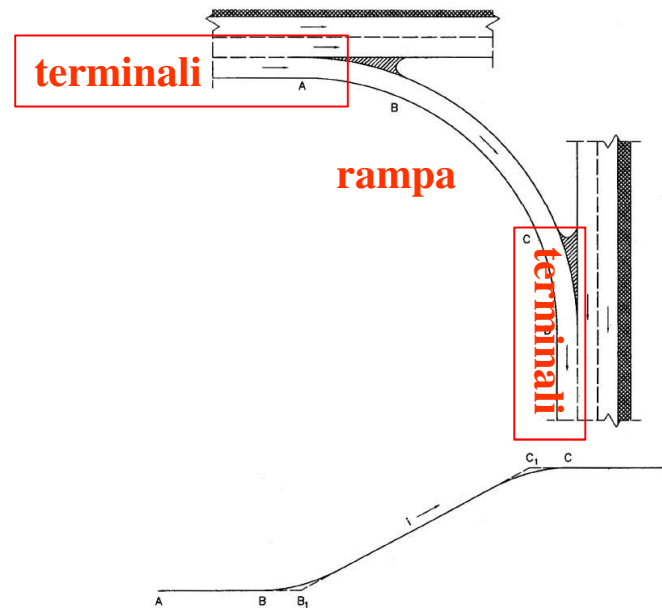
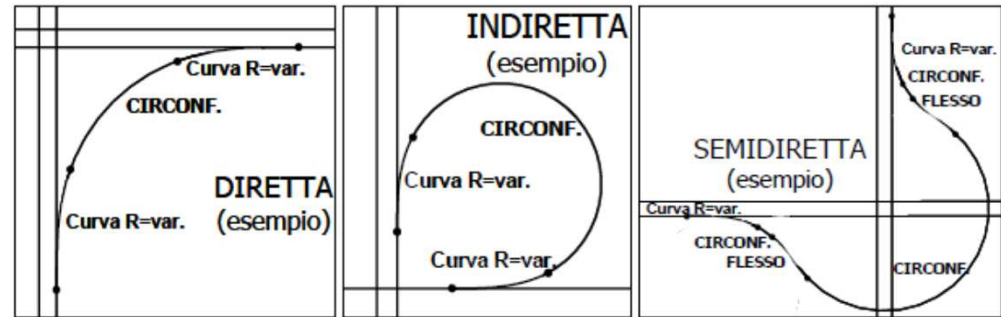
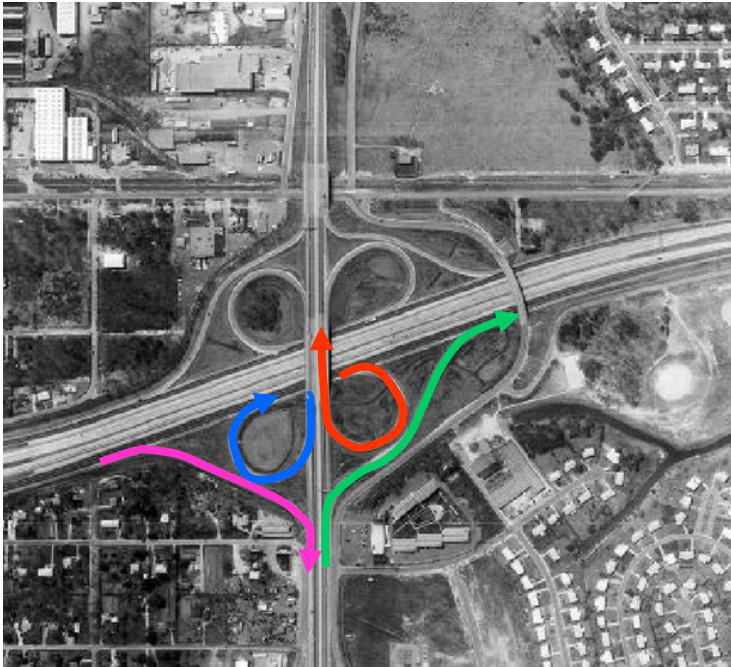
Ciglio del tratto di raccordo



$$R = \frac{2}{9} \cdot \frac{L_{R(E)}^2}{d_0}$$



Rampe delle intersezioni a livelli sfalsati (1)



Rampe delle intersezioni a livelli sfalsati (2)

L'intervallo di velocità di progetto da adottarsi per ciascuna tipologia prevista e indicato nella Tabella 7. Per velocità di progetto delle rampe si intende quella dell'elemento rampa con esclusione dei dispositivi di immissione e/o decelerazione.

Svincoli

Livelli sfalsati

Tipi di rampe	Intersezioni Tipo 1 (fig.3), escluse B/B, D/D, B/D, D/B.		Intersezioni Tipo 2 (fig.3), e B/B, D/D, B/D, D/B.	
Diretta	50-80 km/h		40-60 km/h	
Semidiretta	40-70 km/h		40-60 km/h	
Indiretta	in uscita da A	40 km/h	in uscita dalla strada di livello ger. superiore	40 km/h
	in entrata su A	30 km/h	in entrata sulla strada di livello ger. superiore	30 km/h

Tabella 7 - Velocità di progetto per le varie tipologie di rampe

Per le rampe indirette il valore indicato in Tabella 7 rappresenta la velocità minima di progetto mentre la velocità di progetto massima si assume pari a quella della corrispondente rampa semidiretta.

Rispetto alla velocità di progetto dovrà essere verificata la sussistenza, lungo le rampe, di visuali libere commisurate alla distanza di visibilità per l'arresto ai sensi del DM 5.11.2001.

Rampe delle intersezioni a livelli sfalsati (3)

Geometria degli elementi modulari

I parametri fondamentali per il disegno geometrico delle rampe sono indicati nella Tabella 8.

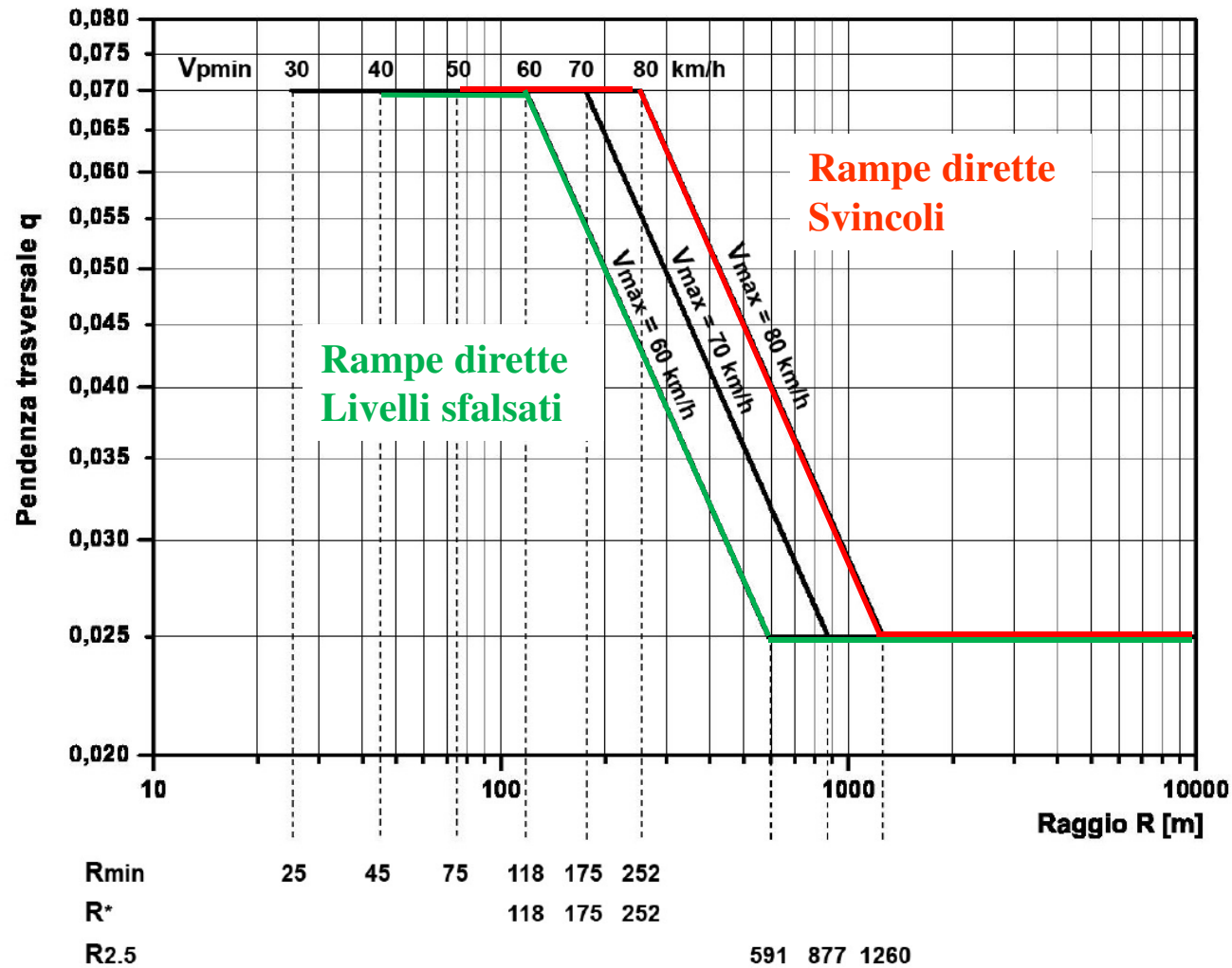
Al raggio planimetrico minimo è sempre associata la pendenza massima del 7,0%. Per raggi superiori la pendenza sarà definita congruentemente con quanto indicato nel DM 5.11.2001.

Velocità di progetto	(km/h)	30	40	50	60	70	80
Raggio planimetrico minimo	(m)	25	45	75	120	180	250
Pendenza max in salita	(%)	10	7,0		5,0		
Pendenza max in discesa	(%)	10	8,0		6,0		
Raggi minimi verticali convessi	(m)	500	1000	1500	2000	2800	4000
Raggi minimi verticali concavi	(m)	250	500	750	1000	1400	2000
Distanza di visuale minima	(m)	25	35	50	70	90	115

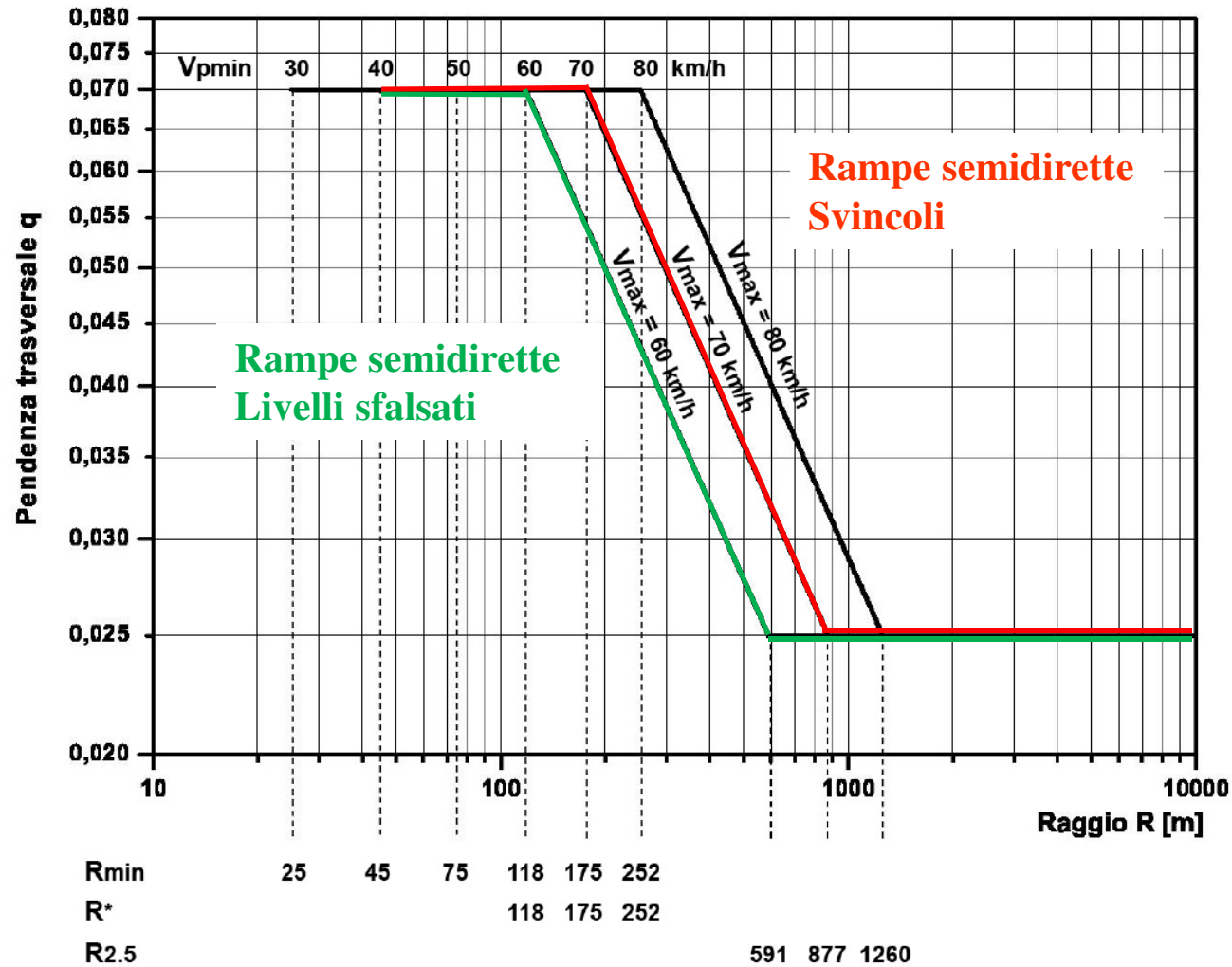
Tabella 8 - Caratteristiche planoaltimetriche delle rampe

Per l'inserimento delle curve a raggio variabile (clotoidi) va fatto riferimento ai criteri contenuti nel D.M. 5.11.2001. Per i tratti di decelerazione delle uscite ad ago, e nei casi in cui il tronco di accelerazione nelle immissioni si sviluppi parzialmente con un elemento a curvatura variabile, il progettista dovrà scegliere opportunamente una curva a raggio variabile, anche composita, prescindendo dalle indicazioni del citato D.M..

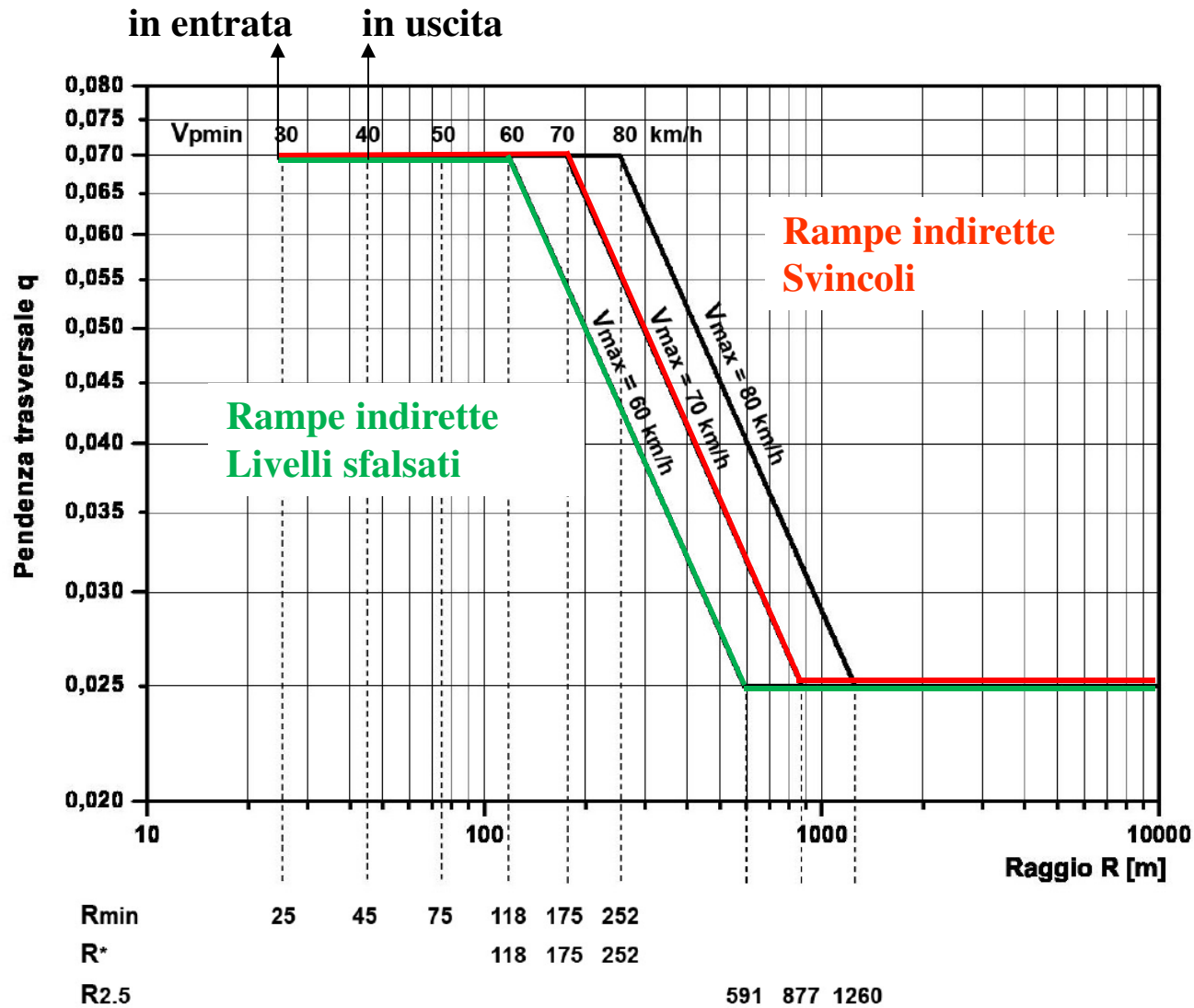
Rampe delle intersezioni a livelli sfalsati (4)



Rampe delle intersezioni a livelli sfalsati (5)



Rampe delle intersezioni a livelli sfalsati (6)



Larghezza corsie nelle rampe

Strade extraurbane				
elemento modulare	Tipo di strada principale	Larghezza corsie (m)	Larghezza banchina in destra (m)	Larghezza banchina in sinistra (m)
Corsie specializzate di uscita e di immissione	A	3,75	2.50	-
	B	3,75	1.75	-
Rampe monodirezionali	A	1 corsia 4,00	1.00	1.00
	B	1 corsia 4,00	1.00	1.00
Rampe bidirezionali	A	1 corsia 3,50	1.00	-
	B	1 corsia 3,50	1.00	-

Strade urbane				
elemento modulare	Tipo di strada principale	Larghezza corsie (m)	Larghezza banchina in destra (m)	Larghezza banchina in sinistra (m)
Corsie specializzate di uscita e di immissione	A	3,75	2.50	-
	D	3,25	1.00	-
Rampe monodirezionali	A	1 corsia 4,00	1.00	1.00
	D	1 corsia 4,00	1.00	1.00
Rampe bidirezionali	A	1 corsia 3,50	1.00	-
	D	1 corsia 3,50	1.00	-

Capacità e Livelli di Servizio intersezioni (1)

Il livello di servizio dell'intersezione non dovrà essere inferiore a quello prescritto dal DM 5.11.2001 per il tipo di strade confluenti nel nodo.

A seconda del metodo di calcolo utilizzato potranno essere valutate con criteri funzionali le sole lunghezze $L_{i,e}$ (per le immissioni), L_{sc} (per gli scambi) e $L_{a,a}$ (per le corsie di accumulo) ovvero l'intera corsia specializzata o parte di essa, in modo da garantire che la manovra nel suo complesso offra il livello di servizio richiesto.

Il livello di servizio delle intersezioni si valuta attraverso il ritardo dei veicoli

Il RITARDO si definisce come la differenza tra il tempo che realmente impiega un veicolo a percorrere un'intersezione e quello ideale che impiegherebbe in assenza di dispositivi di controllo del traffico, in presenza di una geometria stradale compatibile con la sua velocità desiderata, ed in assenza di altri veicoli.

EXHIBIT 17-2. LEVEL-OF-SERVICE CRITERIA FOR TWSC INTERSECTIONS

Level of Service	Average Control Delay (s/veh)
A	0–10
B	> 10–15
C	> 15–25
D	> 25–35
E	> 35–50
F	> 50

Capacità e Livelli di Servizio intersezioni (2)

Nel caso di una corrente secondaria Q2 movimento ostacolato da un SOLO flusso principale Q1, il HCM valuta la capacità con la seguente:

$$C_i = \frac{Q_1 e^{-Q_1 T_c / 3600}}{1 - e^{-Q_1 T_f / 3600}}$$

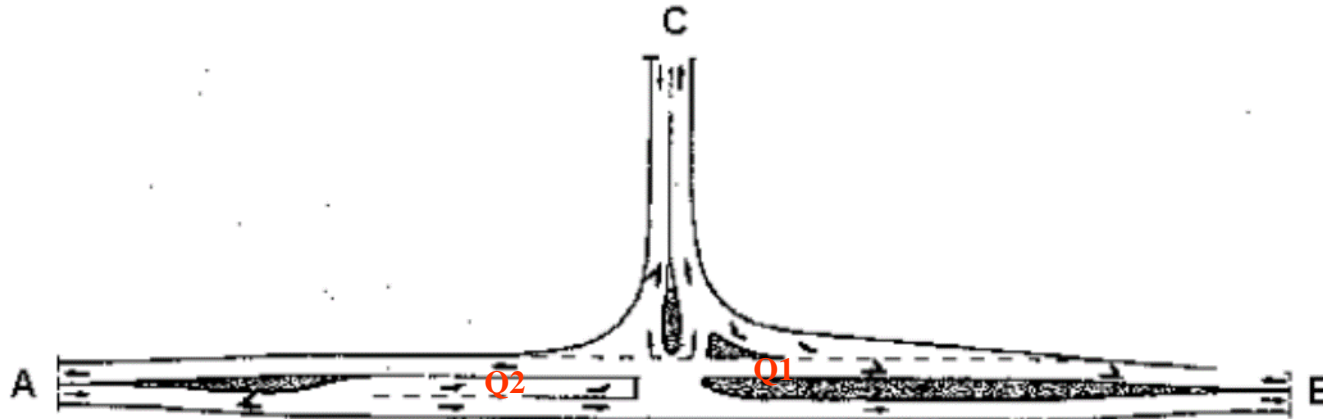
Dove:

Ci è la capacità del movimento (Q2) espressa in [veic./h]

Q1 è il flusso principale di conflitto espresso in [veic./h]

Tc è il tempo critico per la manovra considerata espresso in [sec.]

Tf è il tempo di sequenza per la manovra considerata espresso in [sec.]



Capacità e Livelli di Servizio intersezioni (3)

Il manuale HCM valuta il ritardo medio per veicolo con la seguente:

$$d = \frac{3600}{C_2} + 900 \cdot T \cdot \left[\frac{Q_2}{C_2} - 1 + \sqrt{\left(\frac{Q_2}{C_2} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{C_2}\right) \cdot \left(\frac{Q_2}{C_2}\right)}{450 \cdot T}} \right] + 5 = [s]$$

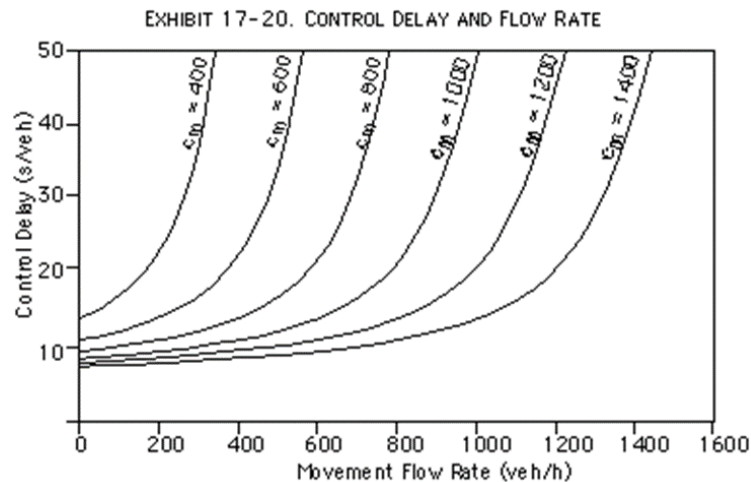
in cui:

d = è il ritardo medio in secondi per veicolo, e tiene conto anche della decelerazione e accelerazione, complessivamente valutate nei 5 s

Q_2 = la portata di svolta [veic./h]

C_2 = la capacità della svolta [veic./h], la formula è valida solo per $Q_2 < C_2$

T = periodo di analisi in ore ($T=0,25$ per periodi di 15')



Capacità e Livelli di Servizio intersezioni (4)

Il manuale HCM valuta la lunghezza media di coda con la seguente:

$$Q_m = d \cdot Q_2 \quad [\text{numero di veicoli}]$$

in cui:

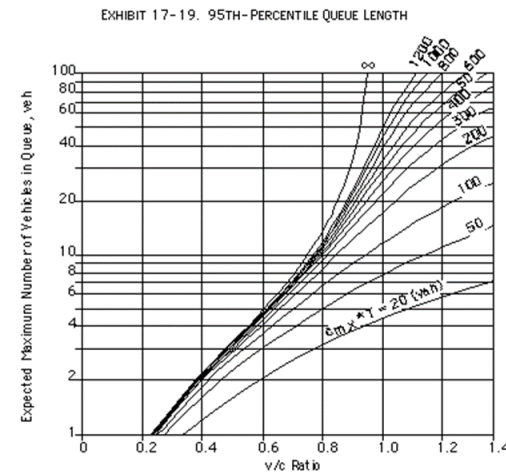
Q_m = lunghezza media della coda [numero di veicoli]

d = è il ritardo medio in secondi per veicolo,

Q_2 = la portata di svolta [veic./s]

Mentre valuta il 95° percentile della lunghezza di coda (Q_{95}) con la seguente, in cui T vale ancora 0,25 se il periodo di analisi è 15'

$$Q_{95} \cong 900 \cdot T \cdot \left[\frac{Q_2}{C_2} - 1 + \sqrt{\left(\frac{Q_2}{C_2} - 1 \right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{C_2} \right) \cdot \left(\frac{Q_2}{C_2} \right)}{150 \cdot T}} \right] \cdot \left(\frac{C_2}{3600} \right) = [\text{veic.}]$$



Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (1)

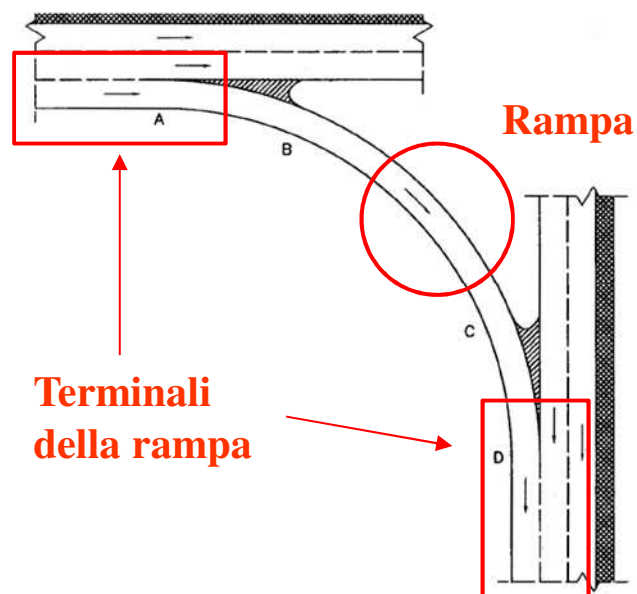
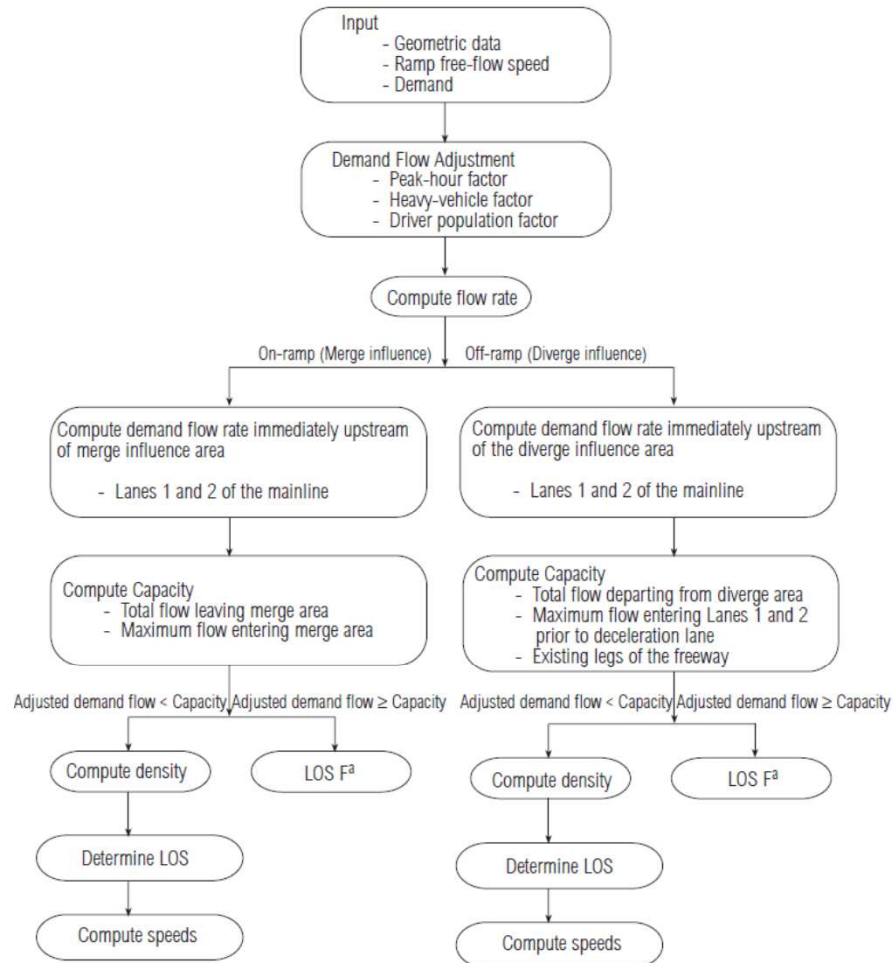


EXHIBIT 25-3. APPROXIMATE CAPACITY OF RAMP ROADWAYS

Free-Flow Speed of Ramp, S_{FR} (km/h)	Capacity (pc/h)	
	Single-Lane Ramps	Two-Lane Ramps
> 80	2200	4400
> 65–80	2100	4100
> 50–65	2000	3800
\geq 30–50	1900	3500
< 30	1800	3200

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (2)

EXHIBIT 25-1. RAMPS AND RAMP JUNCTIONS METHODOLOGY



Note:
a. Refer to Chapter 22.

EXHIBIT 25-2. CRITICAL RAMP JUNCTION VARIABLES

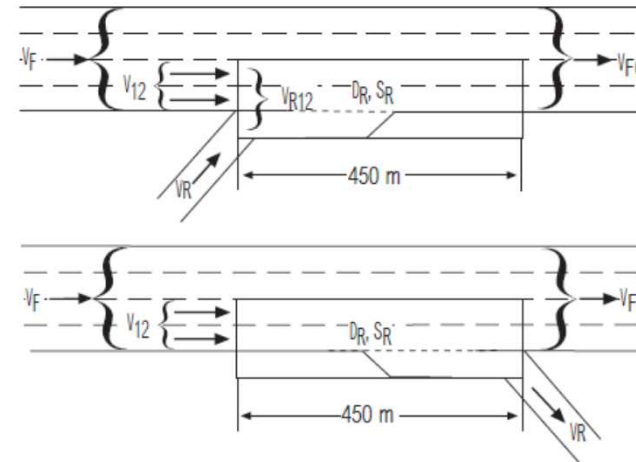
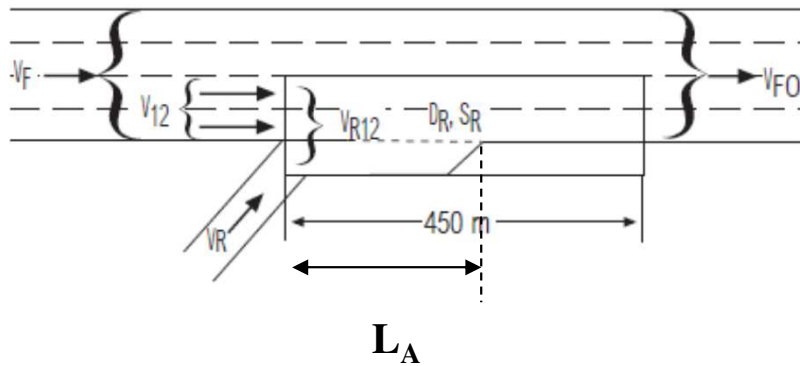


EXHIBIT 25-4. LOS CRITERIA FOR MERGE AND DIVERGE AREAS

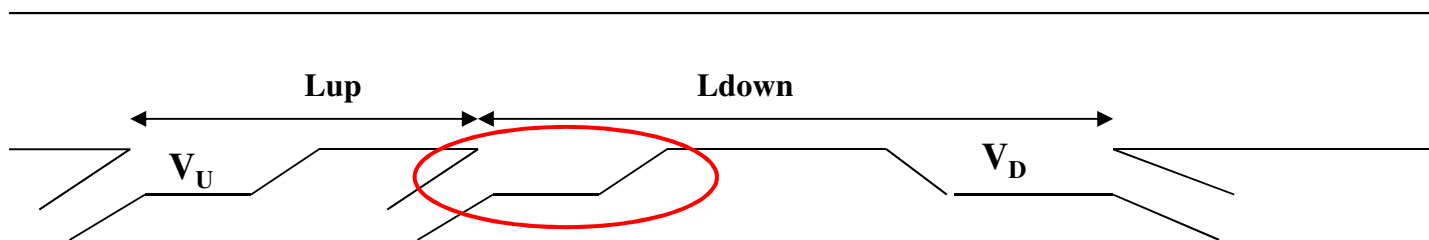
LOS	Density (pc/km/ln)
A	≤ 6
B	> 6–12
C	> 12–17
D	> 17–22
E	> 22
F	Demand exceeds capacity

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (3)

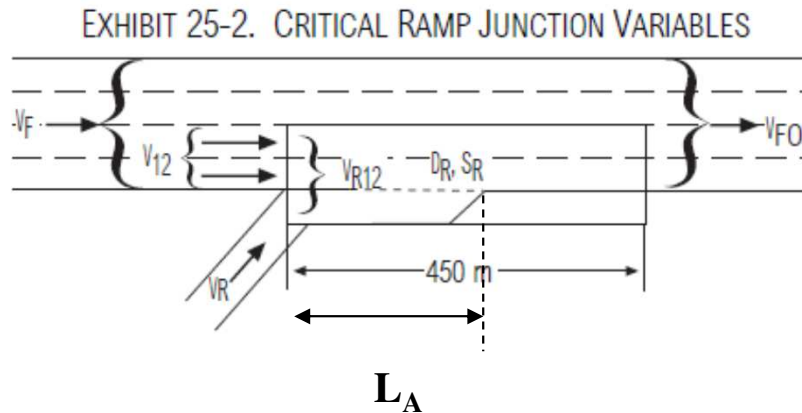
EXHIBIT 25-2. CRITICAL RAMP JUNCTION VARIABLES



- v_{12} = flow rate in Lanes 1 and 2 of freeway immediately upstream of merge (pc/h),
- v_F = freeway demand flow rate immediately upstream of merge (pc/h),
- v_R = on-ramp demand flow rate (pc/h),
- v_D = demand flow rate on adjacent downstream ramp (pc/h),
- P_{FM} = proportion of approaching freeway flow remaining in Lanes 1 and 2 immediately upstream of merge,
- L_A = length of acceleration lane (m),
- S_{FR} = free-flow speed of ramp (km/h),
- L_{up} = distance to adjacent upstream ramp (m), and
- L_{down} = distance to adjacent downstream ramp (m).



Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (4)



- v_{12} = flow rate in Lanes 1 and 2 of freeway immediately upstream of merge (pc/h),
- v_F = freeway demand flow rate immediately upstream of merge (pc/h),
- v_R = on-ramp demand flow rate (pc/h),
- v_D = demand flow rate on adjacent downstream ramp (pc/h),
- P_{FM} = proportion of approaching freeway flow remaining in Lanes 1 and 2 immediately upstream of merge,
- L_A = length of acceleration lane (m),
- S_{FR} = free-flow speed of ramp (km/h),
- L_{up} = distance to adjacent upstream ramp (m), and
- L_{down} = distance to adjacent downstream ramp (m).

EXHIBIT 25-5. MODELS FOR PREDICTING v_{12} AT ON-RAMPS

$v_{12} = v_F * P_{FM}$	
For 4-lane freeways (2 lanes each direction)	$P_{FM} = 1.000$
For 6-lane freeways (3 lanes each direction)	$P_{FM} = 0.5775 + 0.000092L_A$ (Equation 1)
	$P_{FM} = 0.7289 - 0.0000135(v_F + v_R) - 0.002048S_{FR} + 0.0002L_{up}$ (Equation 2)
	$P_{FM} = 0.5487 + 0.0801 v_D/L_{down}$ (Equation 3)
For 8-lane freeways (4 lanes each direction)	$P_{FM} = 0.2178 - 0.000125v_R + 0.05887L_A/S_{FR}$ (Equation 4)

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (5)

EXHIBIT 25-5. MODELS FOR PREDICTING v_{12} AT ON-RAMPS

$v_{12} = v_F * P_{FM}$	
For 4-lane freeways (2 lanes each direction)	$P_{FM} = 1.000$
For 6-lane freeways (3 lanes each direction)	$P_{FM} = 0.5775 + 0.000092L_A$ (Equation 1)
	$P_{FM} = 0.7289 - 0.0000135(v_F + v_R) - 0.002048S_{FR} + 0.0002L_{up}$ (Equation 2)
	$P_{FM} = 0.5487 + 0.0801 v_D/L_{down}$ (Equation 3)
For 8-lane freeways (4 lanes each direction)	$P_{FM} = 0.2178 - 0.000125v_R + 0.05887L_A/S_{FR}$ (Equation 4)

EXHIBIT 25-6. SELECTING EQUATIONS FOR P_{FM} FOR SIX-LANE FREEWAYS

Adjacent Upstream Ramp	Subject Ramp	Adjacent Downstream Ramp	Equation(s) Used
None	On	None	Equation 1
None	On	On	Equation 1
None	On	Off	Equation 3 or 1
On	On	None	Equation 1
Off	On	None	Equation 2 or 1
On	On	On	Equation 1
On	On	Off	Equation 3 or 1
Off	On	On	Equation 2 or 1
Off	On	Off	Equation 3, 2, or 1

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (6)

EXHIBIT 25-5. MODELS FOR PREDICTING v_{12} AT ON-RAMPS

$v_{12} = v_F * P_{FM}$	
For 4-lane freeways (2 lanes each direction)	$P_{FM} = 1.000$
For 6-lane freeways (3 lanes each direction)	$P_{FM} = 0.5775 + 0.000092L_A$ (Equation 1)
	$P_{FM} = 0.7289 - 0.0000135 (v_F + v_R) - 0.002048S_{FR} + 0.0002L_{up}$ (Equation 2)
	$P_{FM} = 0.5487 + 0.0801 v_D/L_{down}$ (Equation 3)
For 8-lane freeways (4 lanes each direction)	$P_{FM} = 0.2178 - 0.000125v_R + 0.05887L_A/S_{FR}$ (Equation 4)

$$L_{EQ} = 0.0675 (v_F + v_R) + 0.46L_A + 10.24S_{FR} - 757 \quad (25-2)$$

where

L_{EQ} = equilibrium distance when Equation 1 is set equal to Equation 2 from Exhibit 25-5 (m).

$$L_{up} \geq L_{EQ} \quad \text{eq. 1}$$

$$L_{up} < L_{EQ} \quad \text{eq. 2}$$

Solo per rampe prima

$$L_{EQ} = \frac{v_D}{0.3596 + 0.001149 L_A} \quad (25-3)$$

where

L_{EQ} = equilibrium distance when Equation 1 is set equal to Equation 3 from Exhibit 25-5 (m).

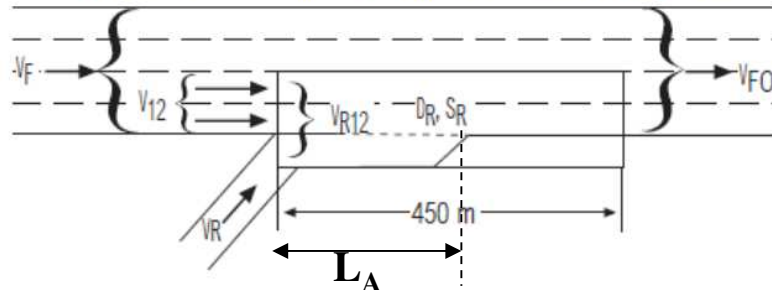
$$L_{down} \geq L_{EQ} \quad \text{eq. 1}$$

$$L_{down} < L_{EQ} \quad \text{eq. 3}$$

Solo per rampe dopo

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (7)

EXHIBIT 25-2. CRITICAL RAMP JUNCTION VARIABLES



$$V \geq V_{FO} = V_F + V_R \text{ capacità tratto a valle}$$

$$V_{\max,R12} \geq V_{R12} = V_{12} + V_R$$

capacità zona influenza

EXHIBIT 25-7. CAPACITY VALUES FOR MERGE AREAS

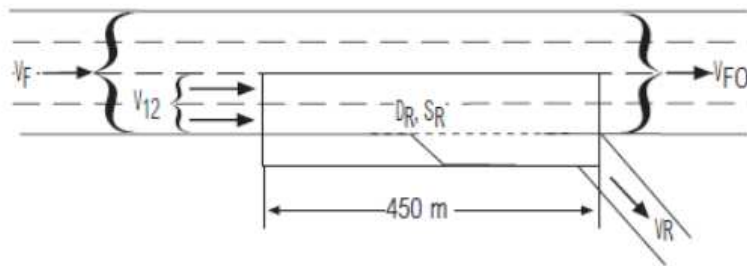
Freeway Free-Flow Speed (km/h)	Maximum Downstream Freeway Flow, v (pc/h)				Max Desirable Flow Entering Influence Area, v_{R12} (pc/h)
	Number of Lanes in One Direction				
	2	3	4	> 4	
120	4800	7200	9600	2400/ln	4600
110	4700	7050	9400	2350/ln	4600
100	4600	6900	9200	2300/ln	4600
90	4500	6750	9000	2250/ln	4600

$$D_R = 3.402 + 0.00456v_R + 0.0048v_{12} - 0.01278L_A \quad (25-5)$$

where

- D_R = density of merge influence area (pc/km/ln),
- v_R = on-ramp peak 15-min flow rate (pc/h),
- v_{12} = flow rate entering ramp influence area (pc/h), and
- L_A = length of acceleration lane (m).

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (8)



- v_{12} = flow rate in lanes 1 and 2 of freeway immediately upstream of diverge (pc/h),
- v_F = freeway demand flow rate immediately upstream of diverge (pc/h),
- v_R = off-ramp demand flow rate (pc/h),
- v_U = demand flow rate on adjacent upstream ramp (pc/h),
- v_D = demand flow rate on adjacent downstream ramp (pc/h),
- P_{FD} = proportion of through freeway flow remaining in Lanes 1 and 2 immediately upstream of diverge,
- L_{up} = distance to adjacent upstream ramp (m), and
- L_{down} = distance to adjacent downstream ramp (m).

EXHIBIT 25-12. MODELS FOR PREDICTING v_{12} AT OFF-RAMPS

	$v_{12} = v_R + (v_F - v_R)P_{FD}$	
For 4-lane freeways (2 lanes each direction)	$P_{FD} = 1.00$	
For 6-lane freeways (3 lanes each direction)	$P_{FD} = 0.760 - 0.000025v_F - 0.000046v_R$	(Equation 5)
	$P_{FD} = 0.717 - 0.000039v_F + 0.184v_U/L_{up}$	(Equation 6)
	$P_{FD} = 0.616 - 0.000021v_F + 0.038v_D/L_{down}$	(Equation 7)
For 8-lane freeways (4 lanes each direction)	$P_{FD} = 0.436$	(Equation 8)

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (9)

EXHIBIT 25-12. MODELS FOR PREDICTING V_{12} AT OFF-RAMPS

$V_{12} = v_R + (v_F - v_R)P_{FD}$	
For 4-lane freeways (2 lanes each direction)	$P_{FD} = 1.00$
For 6-lane freeways (3 lanes each direction)	$P_{FD} = 0.760 - 0.000025v_F - 0.000046v_R$ (Equation 5)
	$P_{FD} = 0.717 - 0.000039v_F + 0.184v_U/L_{up}$ (Equation 6)
	$P_{FD} = 0.616 - 0.000021v_F + 0.038v_D/L_{down}$ (Equation 7)
For 8-lane freeways (4 lanes each direction)	$P_{FD} = 0.436$ (Equation 8)

EXHIBIT 25-13. SELECTING EQUATIONS FOR P_{FD} FOR SIX-LANE FREEWAYS

Adjacent Upstream Ramp	Subject Ramp	Adjacent Downstream Ramp	Equation(s) Used
None	Off	None	Equation 5
None	Off	On	Equation 5
None	Off	Off	Equation 7 or 5
On	Off	None	Equation 6 or 5
Off	Off	None	Equation 5
On	Off	On	Equation 6 or 5
On	Off	Off	Equation 7, 6, or 5
Off	Off	On	Equation 5
Off	Off	Off	Equation 7 or 5

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (10)

EXHIBIT 25-12. MODELS FOR PREDICTING V_{12} AT OFF-RAMPS

	$V_{12} = v_R + (v_F - v_R)P_{FD}$	
For 4-lane freeways (2 lanes each direction)	$P_{FD} = 1.00$	
For 6-lane freeways (3 lanes each direction)	$P_{FD} = 0.760 - 0.000025v_F - 0.000046v_R$	(Equation 5)
	$P_{FD} = 0.717 - 0.000039v_F + 0.184v_U/L_{up}$	(Equation 6)
	$P_{FD} = 0.616 - 0.000021v_F + 0.038v_D/L_{down}$	(Equation 7)
For 8-lane freeways (4 lanes each direction)	$P_{FD} = 0.436$	(Equation 8)

$$L_{EQ} = \frac{v_U}{0.2337 + 0.000076v_F - 0.00025v_R} \quad (25-8)$$

$$\begin{aligned} L_{up} &\geq L_{EQ} && \text{eq. 5} \\ L_{up} &< L_{EQ} && \text{eq. 6} \end{aligned}$$

where

L_{EQ} = equilibrium distance when Equation 5 is set equal to Equation 6, from Exhibit 25-12 (m)

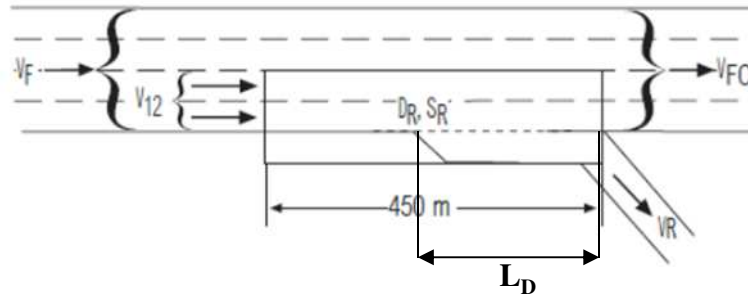
$$L_{EQ} = \frac{v_D}{3.79 - 0.00011v_F - 0.00121v_R} \quad (25-9)$$

$$\begin{aligned} L_{down} &\geq L_{EQ} && \text{eq. 5} \\ L_{down} &< L_{EQ} && \text{eq. 7} \end{aligned}$$

where

L_{EQ} = equilibrium distance when Equation 5 is set equal to Equation 7, from Exhibit 25-12 (m).

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (11)



$V_{FI} \geq V_F$ capacità dell'intera strada

$V_{max,R12} \geq V_{12}$ capacità della zona di influenza

$C \geq V_R$ capacità rampa

EXHIBIT 25-14. CAPACITY VALUES FOR DIVERGE AREAS

Freeway Free-Flow Speed (km/h)	Maximum Upstream, v_{FI} or Downstream Freeway Flow, v (pc/h)				Max Flow Entering Influence Area, v_{12} (pc/h)
	Number of Lanes in One Direction				
	2	3	4	> 4	
120	4800	7200	9600	2400/ln	4400
110	4700	7050	9400	2350/ln	4400
100	4600	6900	9200	2300/ln	4400
90	4500	6750	9000	2250/ln	4400

Note:
For capacity of off-ramp n

EXHIBIT 25-3. APPROXIMATE CAPACITY OF RAMP ROADWAYS

Free-Flow Speed of Ramp, S_{FR} (km/h)	Capacity (pc/h)	
	Single-Lane Ramps	Two-Lane Ramps
> 80	2200	4400
> 65-80	2100	4100
> 50-65	2000	3800
$\geq 30-50$	1900	3500
< 30	1800	3200

$$D_R = 2.642 + 0.0053v_{12} - 0.0183L_D \quad (25-10)$$

where

D_R = density of diverge influence area (pc/km/ln),

v_{12} = flow rate entering ramp influence area (pc/h), and

L_D = length of deceleration lane (m).

Capacità e Livelli di Servizio sulle rampe (12)

EXHIBIT 25-19. AVERAGE SPEEDS IN VICINITY OF FREEWAY-RAMP TERMINALS

	Average Speed in Ramp Influence Area (km/h)	Average Speed in Outer Lanes of Ramp Influence Area (km/h)
Merge areas (on-ramps)	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67)M_s$ $M_s = 0.321 + 0.0039 e^{(v_{R12}/1000)} - 0.004(L_A S_{FR}/1000)$	$S_O = S_{FF}$ where $v_{OA} < 500$ pc/h $S_O = S_{FF} - 0.0058(v_{OA} - 500)$ where $v_{OA} = 500$ to 2300 pc/h $S_O = S_{FF} - 10.52 - 0.01(v_{OA} - 2300)$ where $v_{OA} > 2300$ pc/h
Diverge areas (off-ramps)	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67)D_s$ $D_s = 0.883 + 0.00009v_R - 0.008S_{FR}$	$S_O = 1.06S_{FF}$ where $v_{OA} < 1000$ pc/h $S_O = 1.06S_{FF} - 0.0062(v_{OA} - 1000)$ where $v_{OA} \geq 1000$ pc/h

- S_R = space mean speed of vehicles within ramp influence area (km/h); for merge areas, this includes all vehicles in v_{R12} ; for diverge areas, this includes all vehicles in v_{12} ;
 S_O = space mean speed of vehicles traveling in outer lanes (Lanes 3 and 4, where they exist) within 450-m length range of ramp influence area (km/h);
 S_{FF} = free-flow speed of freeway approaching merge or diverge area (km/h);
 S_{FR} = free-flow speed of ramp (km/h);
 L_A = length of acceleration lane (m);
 v_R = flow rate on ramp (pc/h);
 v_{R12} = sum of flow rates for ramp (v_R) and vehicles entering ramp influence area in Lanes 1 and 2 (v_{12}) at a merge area (pc/h);
 v_{OA} = average per-lane flow rate in outer lanes (Lanes 3 and 4, where they exist) at beginning of ramp influence area (pc/h/ln);
 M_s = intermediate speed determination variable for merge area; and
 D_s = intermediate speed determination variable for diverge area.

The average per-lane flow rate in outer lanes (v_{OA}) is found according to Equation 25-13.

$$v_{OA} = \frac{v_F - v_{12}}{N_O} \quad (25-13)$$

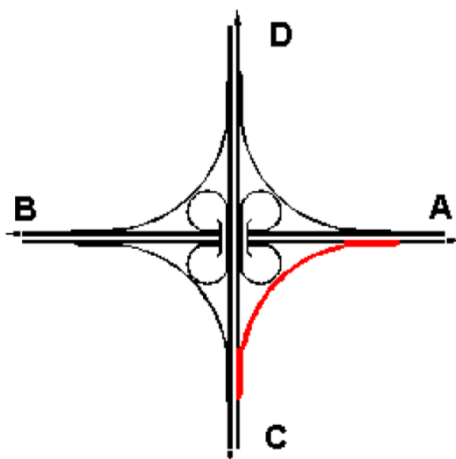
where

- v_{OA} = average per-lane demand flow in outer lanes (pc/h/ln),
 N_O = number of outside lanes in one direction (not including acceleration or deceleration lanes or Lanes 1 and 2),
 v_F = total approaching freeway flow rate (pc/h), and
 v_{12} = demand flow rate approaching ramp influence area (pc/h).

$$S = \frac{v_{R12} + v_{OA}N_O}{\left(\frac{v_{R12}}{S_R}\right) + \left(\frac{v_{OA}N_O}{S_O}\right)} \quad \text{Corsie immissione} \quad (25-14)$$

$$S = \frac{v_{12} + v_{OA}N_O}{\left(\frac{v_{12}}{S_R}\right) + \left(\frac{v_{OA}N_O}{S_O}\right)} \quad \text{Corsie uscita} \quad (25-15)$$

Esercizio Corsie immissione (1)



Si vogliono dimensionare gli elementi della corsia di immissione relativa alla rampa diretta da C ad A.

I dati sono:

$$V_{pCD} = 120 \text{ [km/h]} = 33.33 \text{ [m/sec]}$$

$$V_{pBA} = 120 \text{ [km/h]} = 33.33 \text{ [m/sec]}$$

Portata direzionale:

Volume di traffico per direzione a monte dell'intersezione sulla strada A-B:

$$V_A = V_B = TGM * 0.10 = 28000 * 0.10 = 2800 \text{ [veic/h]}$$

% veicoli pesanti = 10 %

% veicoli turistici = 1 %

Origine / Destinazione	A	B	C	D
A		2100	270	430
B	2100		450	250
C	450	250		300
D	200	450	450	

2800

2800

1000

1100

Volume di traffico diretto per senso di marcia [veic/ora]	Traffico diretto	Restante nella corsia	n.1 [%]
	Autostrada a 8 corsie	Autostrada a 6corsie	Autostrada a 4 corsie
≥6500	10	-	-
6000+6499	10	-	-
5500+5999	10	-	-
5000+5499	9	-	-
4500+4999	9	18	-
4000+4499	8	14	-
3500+3999	8	10	-
3000+3499	8	6	40
2500+2999	8	6	35
2000+2499	8	6	30
1500+1999	8	6	25
1499≤	8	6	20

Esercizio Corsie immissione (2)

$$T = \frac{v_{B-A} - v_{corsia}}{2 \cdot a} + 2 \cdot \delta = \frac{27.78 - 22.22}{2 \cdot 1} + 2 \cdot 1 = 4.78 \text{ sec}$$

dove

v_{B-A} è la velocità della corrente diretta da B ad A [m/sec];

v_{corsia} è la velocità alla quale si suppone che i veicoli percorrano il tratto di immissione della corsia (in questo caso $0.8 \cdot v_{B-A}$) [m/sec];

a viene posto pari a 1 [m/sec²];

δ è il distanziamento temporale minimo di sicurezza tra i veicoli di una corrente pari a 1 sec

La portata virtuale della corrente principale risulta essere:

$$Q_1^* = Q_1 \frac{v_{B-A} - v_{corsia}}{v_{B-A}} = 690 \cdot \frac{27.78 - 22.22}{27.78} = 138.7 \text{ [veic/h]} = 0.03853 \text{ [veic/sec]}$$

Si applicano quindi i criteri per il calcolo dei tempi medi di attesa in corrispondenza di una manovra di immissione di una corrente di traffico utilizzando come valore dell'intervallo critico quello precedentemente valutato e come portata della corrente principale quella virtuale precedentemente calcolata. Il valore di k , della distribuzione di Erlang dei distanziamenti temporali nella corrente principale, viene valutato in base alla portata reale ($Q_1=690$ veic/ora) e non a quella fittizia ($Q_1^* = 138$ veicoli/ora), e pertanto risulta pari a $k=2$. Si ha pertanto:

$$b = E[s] = T + \frac{e^{-kQ_1^*T} - \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kQ_1^*T)^i}{i!}}{Q_1^* \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(kQ_1^*T)^i}{i!}}$$

$$= 4.78 + \frac{e^{-2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78} - \sum_{i=0}^1 \frac{(2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78)^i}{i!}}{0.03853 \cdot \left(1 + \frac{(2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78)}{1} \right)} = 4.95$$

Esercizio Corsie immissione (3)

$$V(s) = \frac{(K+1) \left(e^{KQ_1^*T} - \sum_{i=0}^{K+1} \frac{(KQ_1^*T)^i}{i!} \right)}{K(Q_1^*)^2 \cdot \sum_{i=0}^{K-1} \frac{(KQ_1^*T)^i}{i!}} + (E[s] - T)^2 =$$

$$= \frac{3 \cdot \left(e^{2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78} - \sum_{i=0}^3 \frac{(2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78)^i}{i!} \right)}{2 \cdot (0.03853)^2 \cdot [1 + 2 \cdot 0.03853 \cdot 4.78]} + (4.95 - 4.78)^2 = 0.6398 \text{ sec}^2$$

$$E[w] = b + \frac{Q_2(b^2 + V(s))}{2(1 - Q_2 \cdot b)} = 4.95 + \frac{(0.1250) \cdot ((4.95)^2 + 0.6398)}{2 \cdot (1 - 0.1250 \cdot 4.95)} = 9.08 \text{ sec}$$

Noto il tempo medio di attesa si può procedere alla valutazione della lunghezza del tratto di immissione “ $L_{i,e}$ ”; a tal fine si considera come tempo di attesa di riferimento il doppio del tempo medio di attesa, in quanto a quest’ultimo valore corrisponde una probabilità bassa di essere superato (pari a circa il 5÷10 %):

$$L_{i,e} = 2 * E[w] * v_{corsia} = 2 * 9.08 * 22.22 \approx 403 \text{ m}$$

La corsia di immissione è completata dal tratto di raccordo “ $L_{v,e}$ ”, per il quale si assume un valore pari a 75 m poiché la velocità di progetto della strada è $V_p > 80 \text{ km/h}$ ($L_{v,e} = 50 \text{ m}$ per $V_p \leq 80 \text{ km/h}$).

$$L_e = L_{a,e} + L_{i,e} + L_{v,e} = ? + 403 + 75 = ? + 478 \text{ [m]}$$

Esercizio Corsie immissione (4)

VERIFICA L.S. CON HCM

Corsia di immissione da C a A

Dopo avere eseguito il dimensionamento della corsia di immissione è necessario verificare che il livello di servizio che si realizza nel sistema in corrispondenza dell'immissione sia quello desiderato. A tal fine si utilizza la procedura suggerita nel Manuale della Capacità (HCM) sviluppato negli Stati Uniti d'America di seguito illustrata.

Calcolo delle portate equivalenti

Il tasso di flusso in autovetture equivalenti per il picco di 15 minuti è calcolato con la formula:

$$q_p = V / (PHF \cdot f_{HV} \cdot f_P)$$

dove:

q_p = tasso di flusso per il picco di 15 minuti in autovetture equivalenti (autovetture/ora per corsie),

V = volume orario (veicoli/ora),

PHF = fattore dell'ora di punta,

N = numero di corsie,

f_{HV} = fattore correttivo per la presenza di veicoli pesanti,

f_P = fattore correttivo per la presenza di utenti non abituali.

Esercizio Corsie immissione (5)

$$f_{HV} = 1/[1+P_T(E_T-1)+P_R(E_R-1)]$$

dove:

f_{HV} = fattore correttivo per la presenza di veicoli pesanti,

P_T = proporzione di veicoli commerciali nella corrente di traffico,

P_R = proporzione di veicoli ricreativi nella corrente di traffico,

E_T = coefficiente di equivalenza dei veicoli commerciali,

E_R = coefficiente di equivalenza dei veicoli ricreativi.

Coefficienti di equivalenza dei veicoli pesanti per segmenti estesi

Coefficiente di equivalenza	Tipo di terreno		
	Pianeggiante	Ondulato	Montuoso
ET	1.5	2.5	4.5
ER	1.2	2.0	4.0

Pertanto si ha nel caso di andamento altimetrico di tipo pianeggiante:

$$f_{HV} = 1/[1+0.10*(1.5 - 1)+0.01 * (1.2 - 1)] = 0.9505$$

Esercizio Corsie immissione (6)

$$V_F = q_p = 2300 / (0.9 * 0.9505 * 1) = 2689 \text{ [veic/h]}$$

$$V_R = q_i = 450 / (0.9 * 0.9505 * 1) = 526 \text{ [veic/h]}$$

Valutazione dei flussi di traffico entrante nella zona di influenza e uscente dalla stessa:

$$v_{12} = v_F * P_{FM}$$

$$v_{R12} = v_{12} + v_R$$

$V_{12} = v_F * P_{FM}$	
Autostrade a 4 corsie (2 corsie per senso di marcia)	$P_{FM} = 1.00$
Autostrade a 6 corsie (3 corsie per senso di marcia)	$P_{FM} = 0.5775 + 0.000092 * L_A$ (equazione 1)
	$P_{FM} = 0.7289 - 0.0000135 * (v_F + v_R) - 0.002048 * S_{FR} + 0.0002 * L_p$ (equazione 2)
	$P_{FM} = 0.5487 + 0.0801 * v_D / L_d$ (equazione 3)
Autostrade a 8 corsie (4 corsie per senso di marcia)	$P_{FM} = 0.2178 + 0.000125 * v_R + 0.05887 * L_A / S_{FR}$ (equazione 4)

Esercizio Corsie immissione (7)

In questo caso (solo due corsie) $P_{FM} = 1$, da cui si ha:

$$v_{12} = v_F * P_{FM} = 2689 \text{ [veic/h]}$$

$$v_{R12} = v_{12} + v_R = 2689 + 526 = 3215 \text{ [veic/h]}$$

Si verifica che non sia stato superato il valore della capacità sia sull'autostrada che nella zona di influenza:

Velocità di flusso libero [km/h]	Massimo flusso sull'autostrada al termine della zona di influenza [autovetture / ora]				Massimo tasso di flusso consigliato per la zona di influenza v_{R12} [autovetture / ora]
	Numero di corsie per senso di marcia				
	2	3	4	>4	
120	4800	7200	9600	2400 (corsia)	4600
110	4700	7050	9400	2350 (corsia)	4600
100	4600	6900	9200	2300 (corsia)	4600
90	4500	6750	9000	2250 (corsia)	4600

Esercizio Corsie immissione (8)

Determinazione della densità

Si determina la densità all'interno della zona di influenza attraverso l'espressione:

$$D_R = 3.402 + 0.00456 * v_R + 0.0048 * v_{12} - 0.01278 * L_A$$

dove

D_R è la densità veicolare all'interno dell'area di influenza [autovetture / km / corsia]

L_A è la lunghezza complessiva della corsia di immissione ($L_i = L_{a,e} + L_{i,e} + L_{v,e} = 15 + 403 + 75 = 493$ m)

In tal caso si ottiene:

$$D_R = 3.402 + 0.00456 * 526 + 0.0048 * 2689 - 0.01278 * 493 = 12.40 \text{ [veic/km]}$$

Confrontando tale densità con gli intervalli relativi a ciascun L.S. si determina la qualità della circolazione che in questo caso risulta C.

Livello di Servizio	Densità [autovetture / km / corsia]
A	≤ 6
B	$6 < D < 12$
C	$12 < D < 17$
D	$17 < D < 22$
E	> 22
F	I valori sono superiori alla capacità

Esercizio Corsie immissione (9)

Valutazione della velocità media di viaggio

Ai fini della determinazione del livello di servizio globale di sistemi infrastrutturali (tronchi autostradali terminali delle rampe nel loro insieme) risulta necessario valutare la velocità media di viaggio che si realizza sul sistema infrastrutturale nel suo insieme. Per effettuare tale valutazione è necessario conoscere la velocità media di viaggio di ciascun componente del sistema e quindi anche dei terminali delle rampe, ed in particolare interessa conoscere la velocità media di viaggio sia nell'area di influenza che quella delle corsie adiacenti all'area di influenza stessa (i.e. corsie 4 e 5 dell'autostrada). La velocità media di viaggio viene valutata, per quanto concerne i terminali delle rampe, attraverso le espressioni riportate in .

Velocità medie in prossimità dei terminali delle rampe autostradali.

	Velocità Media di viaggio nell'area di influenza dei terminali delle rampe [km/h]	Velocità media di viaggio nelle corsie adiacenti all'area di influenza dei terminali delle rampe [km/h]
Immissioni	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67) * M_S$	$S_O = S_{FF}$ dove $v_{OA} < 500$ aut./ora
	$M_S = 0.321 + 0.0039 \cdot e^{(v_{m2}/1000)} - 0.004 \cdot \left(\frac{L_A \cdot S_{FR}}{1000} \right)$	$S_O = S_{FF} - 0.0058 * (v_{OA} - 500)$ dove $500 < v_{OA} \leq 2300$ aut./ora
		$S_O = S_{FF} - 10.52 - 0.01 * (v_{OA} - 2300)$ dove $v_{OA} > 2300$ aut./ora
Uscite	$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67) * D_S$	$S_O = 1.06 * S_{FF}$ dove $v_{OA} < 1000$ aut./ora
	$D_S = 0.883 + 0.00009 * v_R - 0.008 * S_{FR}$	$S_O = 1.06 * S_{FF} - 0.062 * (v_{OA} - 1000)$ dove $v_{OA} \geq 1000$ aut./ora

Esercizio Corsie immissione (10)

Nel nostro caso risulta:

$$M_s = 0.321 + 0.0039 \cdot e^{(v_{R12}/1000)} - 0.004 \cdot \left(\frac{L_A \cdot S_{FR}}{1000} \right) =$$
$$= 0.321 + 0.0039 \cdot e^{(3215/1000)} - 0.004 \cdot \left(\frac{493 \cdot 60}{1000} \right) = 0.30$$

Quindi

$$S_R = S_{FF} - (S_{FF} - 67) \cdot M_s = 120 - (120 - 67) \cdot 0.30 = 104.10 \text{ [km/h]}$$

È opportuno osservare che tale velocità è molto simile a quella media ipotizzata per la corrente di traffico che viaggia sulle corsie del tronco stradale ($V_{media} = (120 + 100) / 2 = 110 \text{ km/h}$) nel dimensionamento effettuato con l'ausilio della teoria delle code.

Nel caso in esame la velocità media di viaggio calcolata è anche quella dell'intero sistema strada in corrispondenza dell'immissione; nel caso in cui le corsie fossero state > 2 la velocità del sistema andava valutata come di seguito illustrato.

Una volta determinate le velocità medie spaziali è possibile valutare la velocità media spaziale totale nel tronco autostradale di lunghezza pari a 450 in corrispondenza dell'immissione o dell'uscita come media armonica delle due velocità medie spaziali:

per i terminali delle rampe di immissione

$$S = \frac{v_{R12} + v_{OA} \cdot N_o}{\left(\frac{v_{R12}}{S_R} \right) + \left(\frac{v_{OA} \cdot N_o}{S_o} \right)}$$

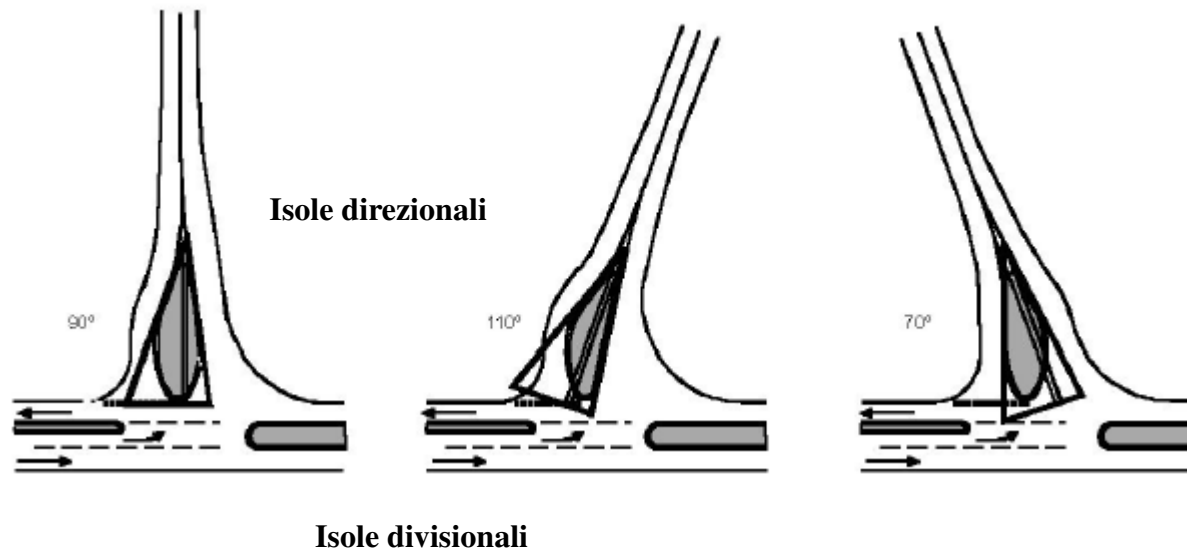
per i terminali delle rampe di immissione

$$S = \frac{v_{12} + v_{OA} \cdot N_o}{\left(\frac{v_{12}}{S_R} \right) + \left(\frac{v_{OA} \cdot N_o}{S_o} \right)}$$

Bisogna infine osservare che per le immissioni la velocità media nelle corsie esterne risulta essere sempre inferiore a quella dei tronchi autostradali a flusso ininterrotto, mentre per i terminali di uscita la velocità media delle corsie esterne può essere leggermente superiore alla velocità del tronco. In ogni caso la velocità media spaziale totale non può mai risultare superiore a quella del tronco autostradale di approccio al terminale.

Le isole di canalizzazione (1)

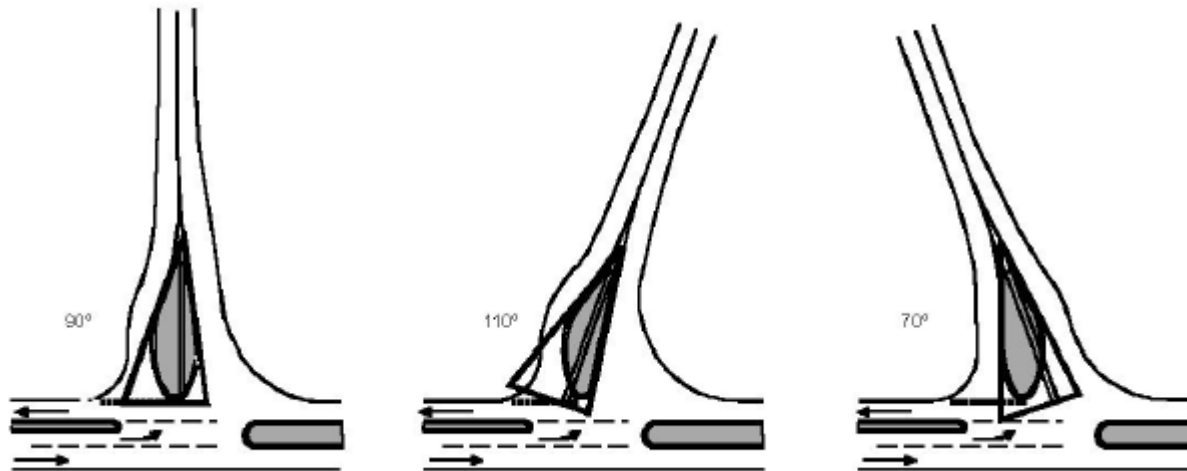
Le isole divisionali vengono realizzate per la separazione delle correnti veicolari in senso opposto.



Le isole di canalizzazione (2)

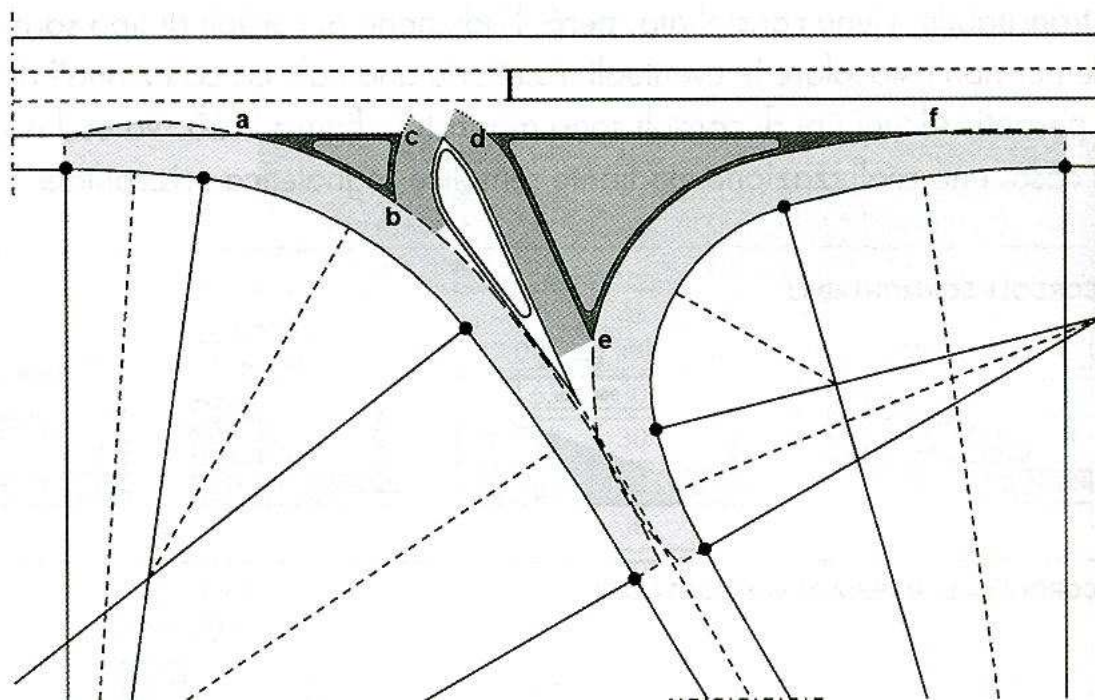
L'isola materializzata sulla secondaria ha precise ed importanti funzioni progettuali:

- interrompe l'impressione di continuità della via con obbligo di precedenza o stop;
- induce al rallentamento o all'arresto dei veicoli;
- determina le traiettorie di immissione o attraversamento della principale;
- migliora la percezione dell'incrocio per gli utenti della principale;
- governa le traiettorie in uscita dalla principale.



Le isole di canalizzazione (3)

L'isole direzionali (pseudo-triangolari) hanno il compito di imporre le corrette traiettorie di svolta ai veicoli



Geometria isole di canalizzazione (1)

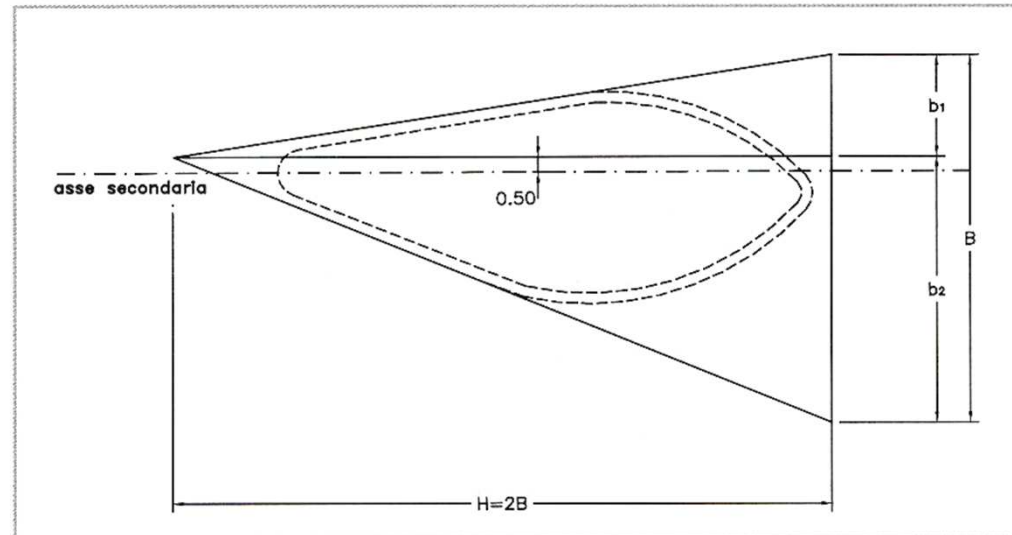
larghezza della carreggiata secondaria (l)

altezza del triangolo di costruzione ($H = 4 l$)

base del triangolo di costruzione ($B = H/2 = 2 l$)

lato minore triangolo ($b_1 = 0,55 l$)

lato maggiore triangolo ($b_2 = 1,45 l$)



Geometria isole di canalizzazione (2)

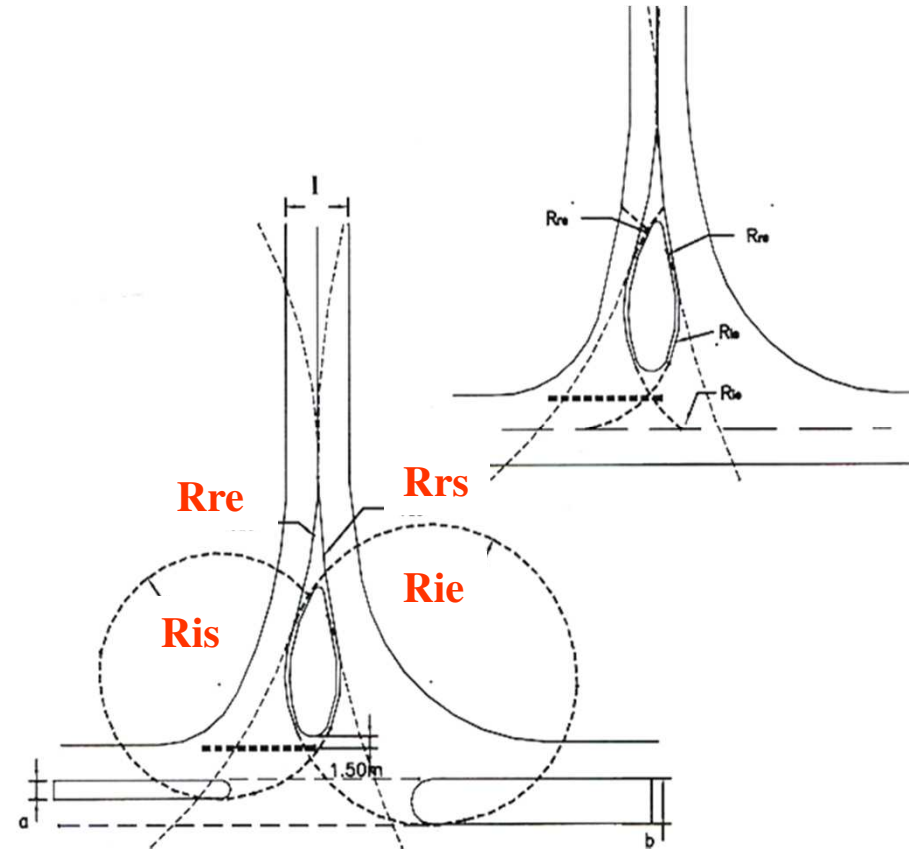
larghezza della carreggiata secondaria (l)

raggio uscita in sinistra ($R_{is} = 2 l + a$)

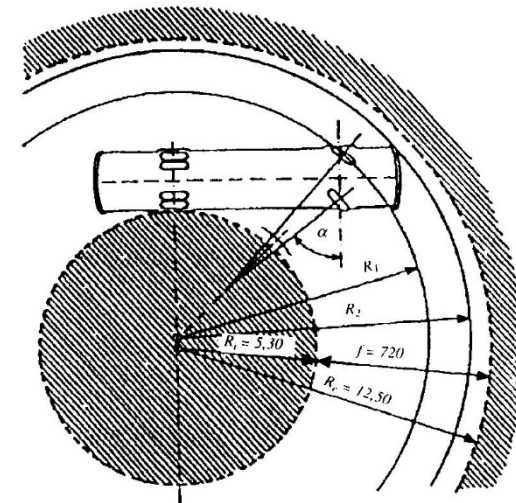
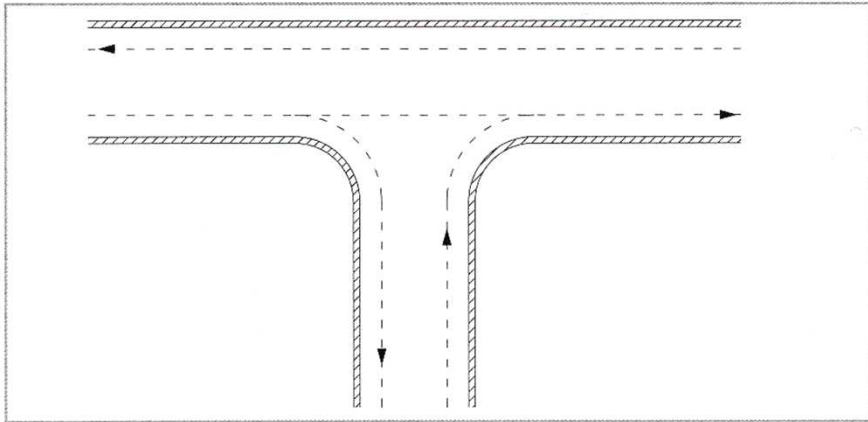
raggio entrata in sinistra ($R_{ie} = 2 l + b$)

raggio raccordo isola in entrata ($R_{re} = 8 l$)

raggio raccordo isola in uscita ($R_{rs} = 16 l$)



Le curve di ciglio (1)

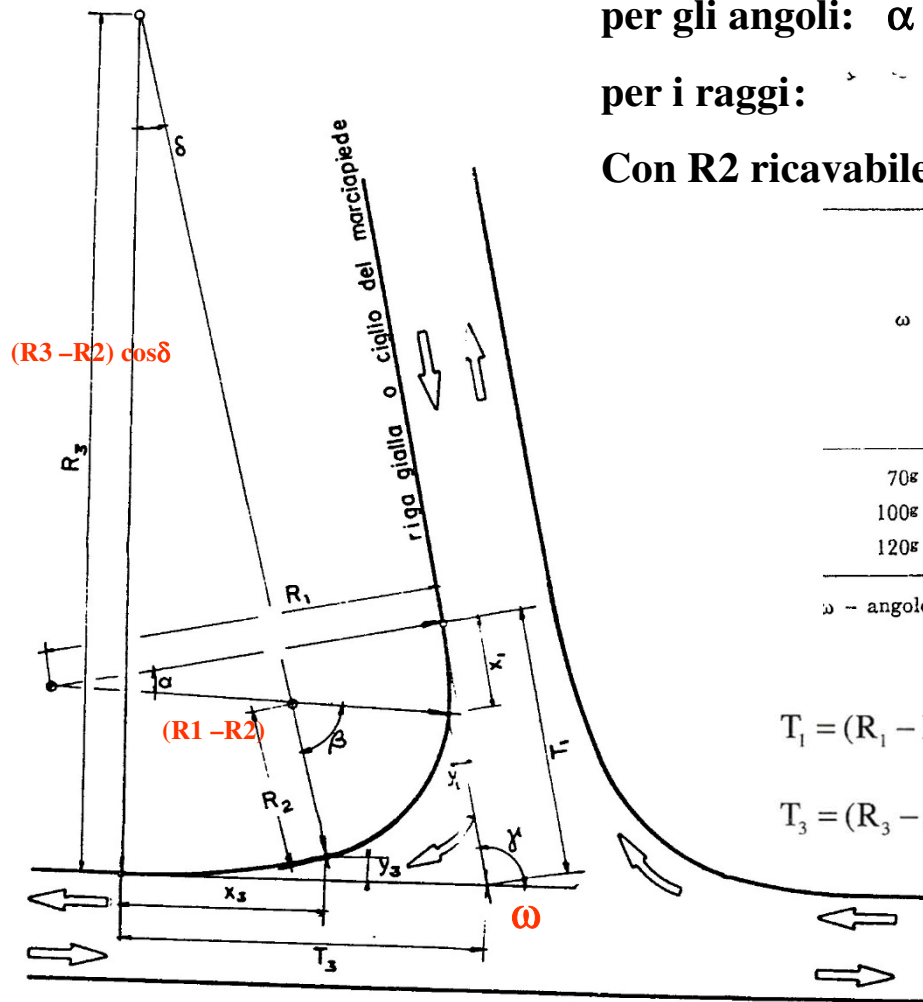


Le curve di ciglio (2)

per gli angoli: $\alpha + \beta + \delta = \gamma$ $\alpha = \delta$ $\beta = 5,5 \alpha$

per i raggi: $R_1 : R_2 : R_3 = 2,5 : 1 : 5,5$

Con R_2 ricavabile dalla tabella



ω	R_2 minimi (m) per le intersezioni omogenee					
	tra strade locali		tra strade di quartiere		tra strade di scorrimento	
	entrata	uscita	entrata	uscita	entrata	uscita
70°	10	6	17	10	38	18
100°	8	8	12	12	25	25
120°	6	10	10	17	18	38

ω - angolo di intersezione tra gli assi stradali in gradi centesimali (v. fig. 6).

$$T_1 = (R_1 - R_2) \operatorname{sen} \alpha + \frac{R_3 - (R_3 - R_2) \cos \delta}{\operatorname{sen} \gamma} - \frac{R_1 - (R_1 - R_2) \cos \alpha}{\operatorname{tg} \gamma}$$

$$T_3 = (R_3 - R_2) \operatorname{sen} \delta + \frac{R_1 - (R_1 - R_2) \cos \alpha}{\operatorname{sen} \gamma} - \frac{R_3 - (R_3 - R_2) \cos \delta}{\operatorname{tg} \gamma}$$

Accessi e intersezioni (1)

Si definiscono accessi le immissioni per veicoli da un'area o da un edificio privato alla strada di uso pubblico, ovvero le immissioni di una strada ad uso privato su una strada ad uso pubblico e viceversa.

Lungo i rami delle intersezioni non è consentita la realizzazione di accessi; lungo i tronchi delle strade extraurbane ed urbane, gli accessi devono essere realizzati in conformità ai seguenti criteri.

Tipo di strada	A Autostrada extraurbana	B Extraurbana principale	C Extraurbana secondaria	F Locale extraurbana
Ammessi	NO (1)	SI	SI	SI
Organizzazione accessi	-	Coordinati	coordinati	Diretti
Distanza minima tra innesti successivi (2)	-	1000	300 (4)	-
Distanza minima tra accesso ed intersezione (3)	-	1000	300 (4)	30

(1) Sono consentiti esclusivamente gli accessi alle pertinenze di servizio (aree di sosta, aree di parcheggio, aree di servizio).

(2) Misurata tra gli assi degli accessi consecutivi per ogni senso di marcia.

(3) Misurata tra l'asse dell'accesso e l'asse dell'intersezione.

(4) L'ente proprietario della strada può derogare a tale distanza fino ad un minimo di 100 m, qualora, in relazione alla situazione morfologica, risulti particolarmente gravosa la realizzazione di strade di servizio. La stessa deroga può essere applicata per tratti di strade che, in considerazione della densità di insediamenti o di abitazioni, sono soggetti a limitazioni di velocità e per i tratti di strada compresi all'interno di zone previste come edificabili o trasformabili dagli strumenti urbanistici generali od attuativi vigenti.

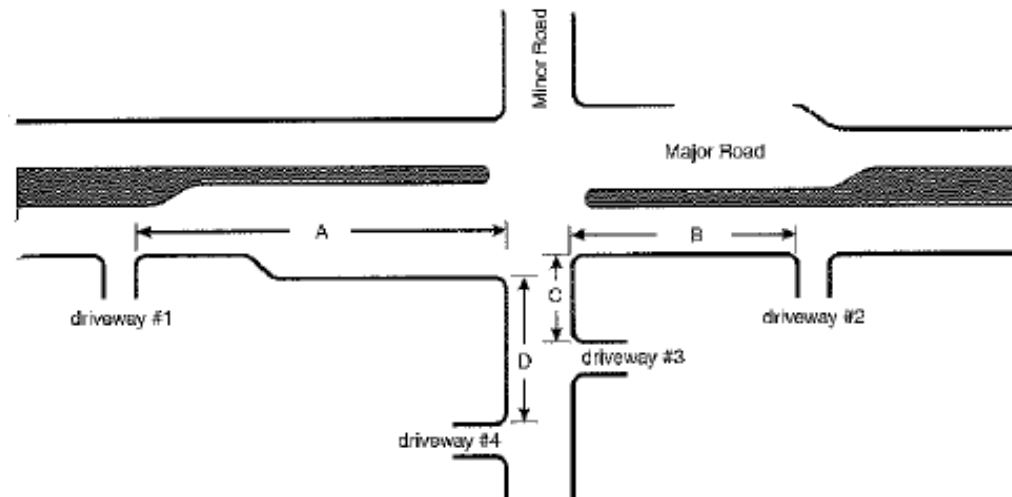
Tabella 10 – Accessi - Strade extraurbane

Accessi e intersezioni (2)

Tipo di strada	A Autostrada urbana	D Urbana di scorrimento	E Urbana di quartiere	F Locale urbana
Ammessi	NO	SI	SI	SI
Organizzazione accessi	-	Coordinati	Diretti	Diretti
Distanza minima tra innesti successivi	-	100	-	-
Distanza minima tra accesso ed intersezione	-	100	12	12

Tabella 11 Accessi - Strade urbane

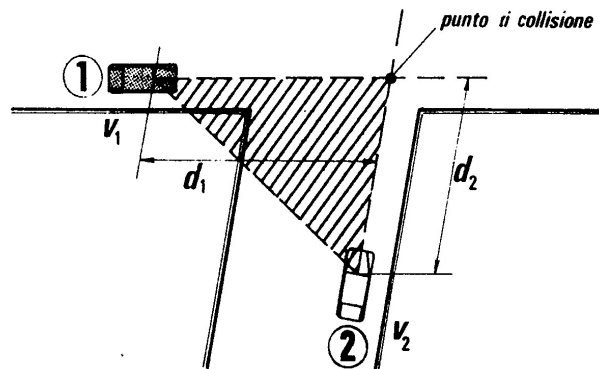
Accessi e intersezioni (3)



Clearance Type	Sample Clearance Criteria
A - Upstream on the major roadway	Separation would equal or exceed the functional distance of the intersection $d_1 + d_2 + d_3$ in Figures 8-13 and 10-5. Sum the distances from Table 8-3 plus Table 10-2 plus queue storage.
B - Downstream on the major roadway	Separation would equal or exceed: 1) the upstream functional dimensions of the driveway (sum of the distances from Tables 8-3 and 10-2), or 2) the influence distance (Table 9-8). Minimum separation is no less than the stopping distance (Table 9-5).
C - Approach side on the minor roadway	Queuing (Tables 9-12 and 9-13).
D - Departure side on the minor roadway	Separation of the intersection from entering and exiting maneuvers at the driveway (Figure 9-11)

- 1) Maneuver distances and methods for estimating queue storage are discussed in greater detail in the section on Auxiliary Lanes in Chapter 10, "Access Design."
- 2) The distance traveled during the perception-reaction time (Table 8-3) and maneuver distance (Table 10-2) for left turns and right turns will be the same. However, queue storage length may be quite different, with the left-turn queue storage being larger than that for right turns. Minimum corner clearance will be determined by the one (left turns or right turns) that has the largest maneuver plus queue storage distance.

La visibilità nelle intersezioni (1)



Nelle intersezioni dove vige la regola generale di precedenza a destra la zona di visuale libera va realizzata verificando sui rami di intersezione la distanza di visibilità per l'arresto.

Si definisce triangolo di visibilità l'area antistante le arterie confluenti all'incrocio la quale deve consentire l'avvistamento reciproco delle correnti veicolari.

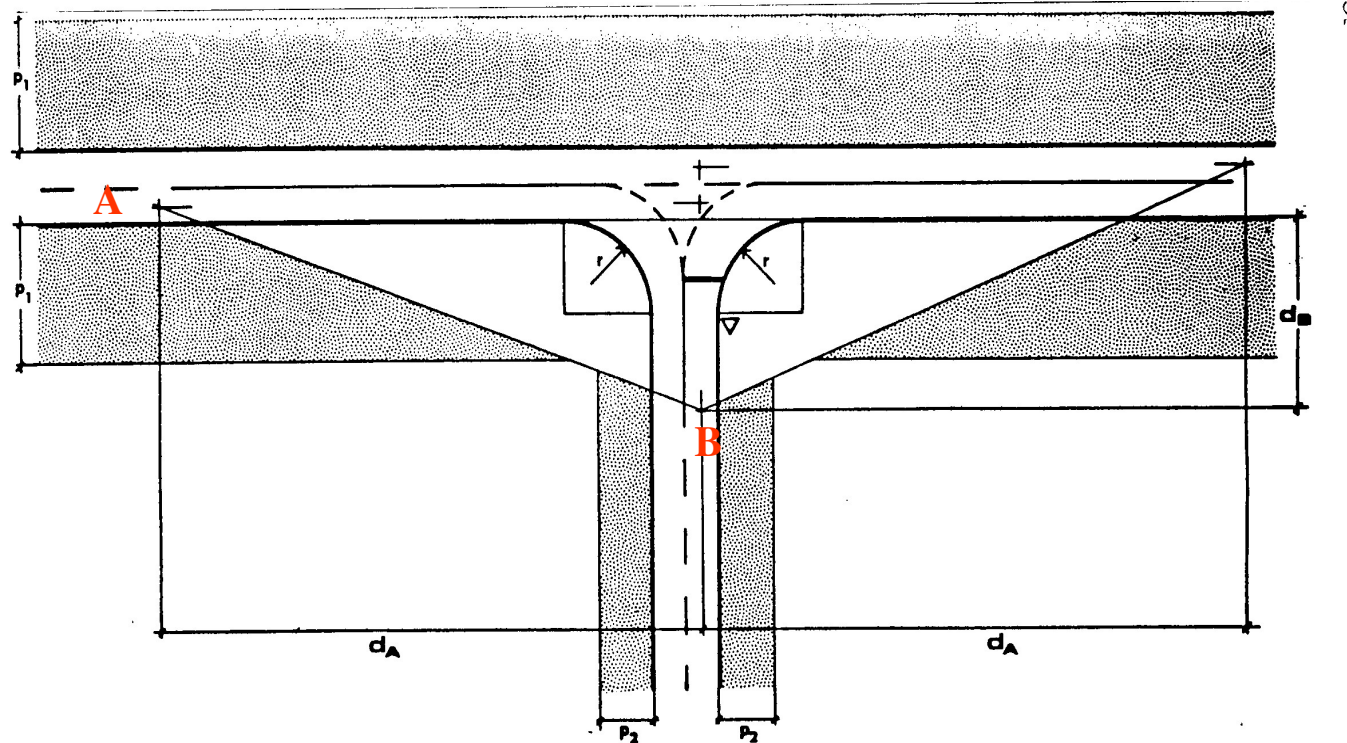
I punti caratteristici per le verifiche di visibilità vanno assunti sulla mezzzeria delle traiettorie veicolari cui si riferiscono;

Il punto di osservazione convenzionale viene posto altimetricamente ad una quota di 1,10 metri.

All'interno del triangolo di visibilità non devono esistere ostacoli alla continua e diretta visione reciproca dei veicoli afferenti al punto di intersezione considerato.

Si considerano ostacoli per la visibilità oggetti isolati aventi la massima dimensione planimetrica superiore a 0,8 m.

La visibilità nelle intersezioni (2)

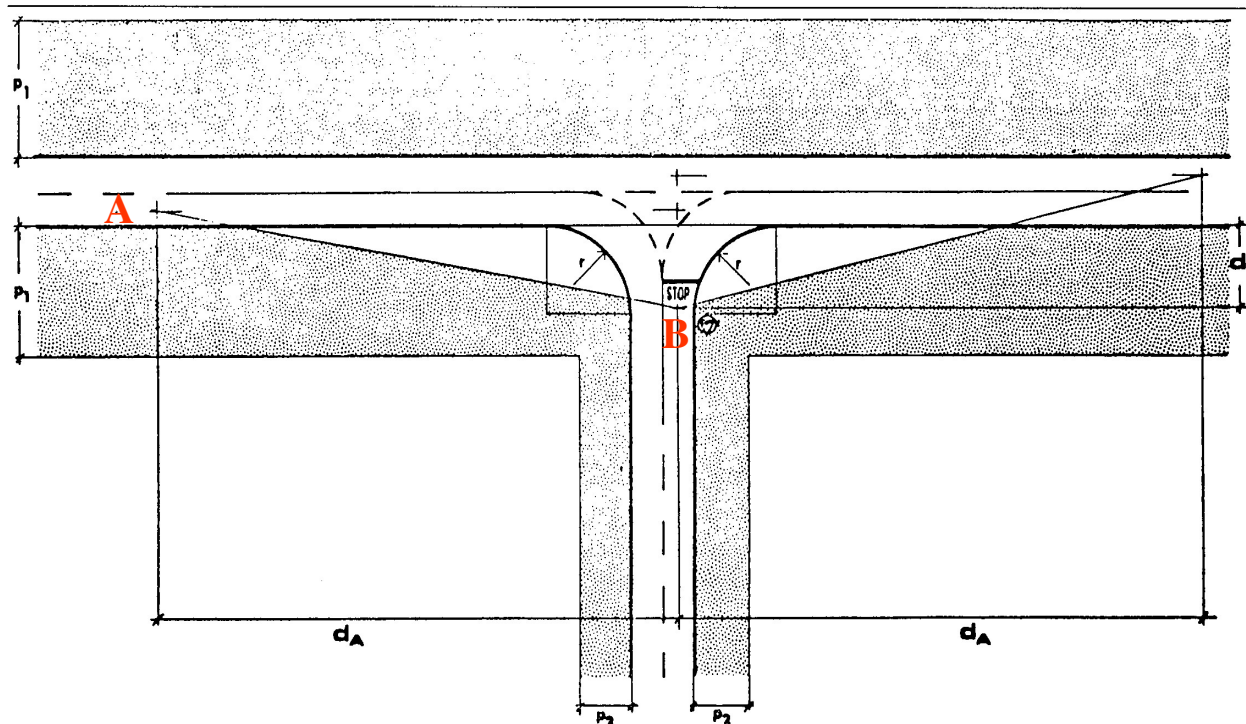


In caso di regolazione mediante segnale di precedenza, il vertice del triangolo di visibilità relativo alla direzione secondaria si pone ad una distanza di 20 m dal ciglio della strada principale:

$$d_B = 20 \text{ m}$$

$$d_A = \text{velocità A} * \text{tempo di manovra B} = (V_A/3,6) * 12$$

La visibilità nelle intersezioni (3)

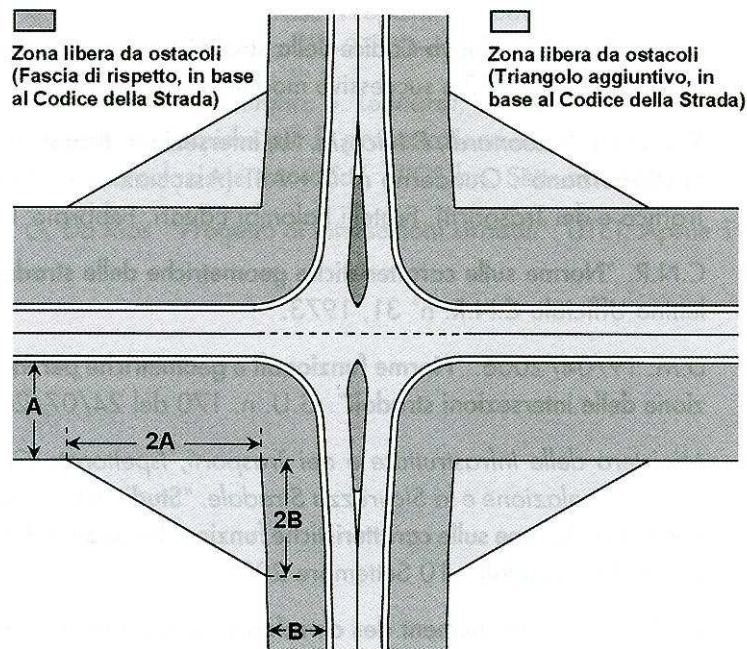


In caso di regolazione mediante segnale di STOP, il vertice del triangolo di visibilità relativo alla direzione secondaria si pone ad una distanza di 3 m dalla linea di arresto:

$$d_B = 3 \text{ m}$$

$$d_A = \text{velocità A} * \text{tempo di manovra B} = (V_A/3,6) * 6$$

La visibilità nelle intersezioni (4)



Tab. 2.36 - Fasce di rispetto per strade che ammettono intersezioni a raso [2.1, 2.11]

TIPOLOGIA STRADALE	FASCIA DI RISPETTO (ESTERNA AI CENTRI ABITATI)		FASCIA DI RISPETTO (INTERNA AI CENTRI ABITATI)	
	NUOVI EDIFICI OPPURE RICOSTRUZIONI	ZONE EDIFICABILI (PROGETTO ATTUATIVO)	SENZA STRUMENTO URBANISTICO	CON STRUMENTO URBANISTICO
C – Strada extraurbana secondaria	30 m	10 m	-	-
E – Strada urbana di quartiere	-	-	20 m	Strumento urbanistico
F – Strada locale	20 m	Strumento urbanistico	10 m	Strumento urbanistico
F – Strada vicinale	10 m	Strumento urbanistico	10 m	Strumento urbanistico

Art. 16 e 18 Codice della Strada e art. 106 e 107 del Regolamento del Codice della Strada