

\ciclo\

La progettazione semaforica di una intersezione a raso

Introduzione

Alla luce della imminente normativa sull'arredo funzionale delle strade urbane, curata dal gruppo di lavoro "Strade Urbane" della Sottocommissione progettazione Costruzione e Manutenzione Strade, la presente nota propone un parallelo fra la normativa italiana ed i metodi di calcolo in uso in altri Paesi per la progettazione di un sistema semaforico.

La norma italiana è confrontata con il metodo proposto dall'Ente Nazionale Svedese delle Strade nel manuale "Kapacitet, Kolangd, Fordrojning"; dal Ministero dei Trasporti Francese nella pubblicazione "Methode de calcul des carrefours a faux" e dal Manuale della Capacita' Americano (HCM) pubblicato nel 1985.

Come professionista non posso che apprezzare il prezioso strumento fornito a quanti, tecnici ed amministratori, si trovano ogni giorno ad affrontare problemi di traffico ma anche ad auspicare il completamento della norma con tutte quelle indicazioni necessarie per la corretta progettazione di un impianto semaforico complesso, così come altri paesi hanno già fatto, e come nell'articolo è stato evidenziato.

IL CICLO SEMAFORICO

La normativa italiana (1) consiglia per il calcolo della durata del ciclo semaforico di adottare la formula del "ciclo teorico", valida per flussi di traffico di breve durata (intervallo di 15 minuti), e veicoli in arrivo ad intervalli praticamente costanti durante la base temporale in cui si opera.

Sia nella normativa francese (3) che in quella svedese (4), invece la valutazione della durata del ciclo è fatta considerando il "ciclo ottimo"; (durata del ciclo semaforico che fornisce il minimo ritardo per i veicoli)

Le diverse formulazioni adottate (rif. scheda n.1) anche se derivano dalla stessa fonte (6) sono concettualmente diverse : quella adottata in Italia presuppone che il ciclo semaforico smaltisca tutto il traffico in arrivo nel ciclo; mentre le altre normative adottando la formulazione del ciclo ottimo (minimizzazione del ritardo) considerano i flussi uniformi nell' arco di una ora (base temporale di calcolo).

La prima ipotesi trova valida applicazione nei sistemi semaforici attuati dal traffico e con variazione dei flussi durante l' ora, la seconda nei semafori a temporizzazione fissa.

E' evidente come la normativa italiana risponda alle attuali esigenze di traffico ed alla possibilità di variazione della temporizzazione nell' arco della giornata.

Il manuale americano (5) invece non fornisce alcuna indicazione su come può essere calcolata la durata del ciclo ; infatti si presenta come una procedura di analisi della capacità e del livello di servizio della regolazione semaforica presente nell'incrocio.

Il progetto di regolazione semaforica può essere effettuato per successive approssimazioni: stabilita una durata di ciclo vengono calcolate le grandezze caratteristiche di quella regolazione (ritardo, grado di carico etc.), il ciclo e lo schema di fasatura da adottare e' quello che soddisfa il livello di servizio prescelto per l'intersezione.

Una metodologia simile è proposta sia nel metodo francese che svedese in cui si calcola il ciclo semaforico (ciclo ottimo) e si individua una regolazione semaforica; quindi viene corretta in una fase successiva di calcolo in cui può risultare utile cambiare sia il ciclo che lo schema delle fasi.

Il presente articolo ha come obiettivo il confronto delle metodologie usate per giungere al calcolo del tempo di ciclo semaforico senza entrare nel merito delle singole normative, pertanto verrà considerata solo la prima fase di calcolo senza ulteriori complicanze che comunque ricalcano la metodologia qui presentata.

Per quanto riguarda la durata del ciclo semaforico tutte le normative europee esaminate concordano sui limiti di 30 secondi (40 quella francese) come tempo minimo e di 120 secondi come massimo, la norma italiana specifica che questi due valori consentono di determinare, in fase progettuale, la regolazione ottimale dell'intersezione e cioè :

- 1 - a raso se il tempo del ciclo semaforico e' inferiore a 120 sec, ed in particolare :
 - a) con regolazione semaforica se il ciclo e' compreso fra 30 e 120 sec.)
 - b) senza regolazione semaforica se il ciclo e' inferiore a 30 sec.
- 2 - a livelli sfalsati se il tempo del ciclo semaforico supera i 120 sec.

PERDITEMPI - (rif. scheda N. 2)

Nelle formule del calcolo del ciclo semaforico al numeratore compare la somma dei perditempi (L) che si hanno durante un ciclo (- avviamento alla partenza, - giallo non utilizzato, - tempo di tutto rosso, - eventuali fasi esclusivamente pedonali).

Mentre le altre normative forniscono dei metodi riportati in dettaglio nella scheda 2, la normativa italiana consiglia 3 secondi per il perditempo che si ha all'avviamento al comparire del verde, e di 2 secondi per il tempo di giallo (da assumere costante e pari a 4 sec.) non utilizzato per il deflusso .

E' importante evidenziare che l'eventuale tempo di tutto rosso da adottare fra una fase semaforica e l'altra per garantire lo sgombero dell'intersezione, è fornito

da due tabelle (per strade di scorrimento e di quartiere), in funzione della lunghezza della traiettoria e della velocità di attraversamento più vincolante.

Questa soluzione appare particolarmente opportuna per la realtà italiana dove spesso il giallo è usato per occupare l'intersezione invece che per liberarla; in questo modo è garantita maggiore sicurezza per l'utente, il quale anche usando una parte di giallo per occupare l'incrocio libererà l'intersezione mentre sugli altri rami di accesso è scattato il rosso.

PEDONI

Indipendentemente se sono presenti fasi esclusivamente pedonali deve essere assicurato un tempo di transito per i pedoni tale da permettere l'attraversamento della carreggiata, o il raggiungimento dell'isola salvagente intermedia se presente.

Anche in questo caso la normativa italiana è cautelativa consigliando per il calcolo del tempo di sgombero dei pedoni una velocità media di 1 m/sec., rispetto alle altre normative esaminate che assumono una velocità media di 1,4 m/sec.

SCELTA DELLE FASI

La scelta e la successione delle fasi semaforiche è fra gli aspetti più importanti del problema; per chiarezza espositiva si è fatto riferimento ad un caso pratico in cui nella scheda N. 3 è stata riportata la configurazione geometrica dell'incrocio ed i flussi veicolari reali.

L'incrocio è stato studiato sia seguendo le indicazioni della citata normativa italiana che quelle degli altri Paesi, i risultati sono stati quindi confrontati e presentati nell'articolo.

Considerazioni sulle svolte a sinistra: (schede 4 e 4a)

Fermo restando il rispetto delle condizioni di sicurezza, tutte le norme esaminate accettano il conflitto fra i veicoli in svolta a sinistra e quelli in attraversamento in senso opposto anche se a condizioni diverse e cioè:

Normativa italiana:

Affinché si possa accettare il conflitto è necessario che il flusso della corrente secondaria in conflitto non deve essere superiore a:

- 30 UA/15" (120 UA/ora) su intersezioni con possibilità di accumulo di uno o due veicoli all'interno dell'area di intersezione.

- 60 UA/15" (240 veic/ora) su intersezioni con possibilità di accumulo pari a più di due veicoli all'interno dell'intersezione.

Metodo Svedese:

Tralasciando il caso del conflitto fra il flusso veicolare in svolta a sinistra ed il flusso pedonale in quanto nell'esempio non si hanno informazioni sui flussi pedonali, la normativa in questione sancisce la possibilità del conflitto (definito secondario) se il flusso in svolta risulta minore o uguale a 200 veic/ora.

Per il caso in studio si ha sempre che i flussi in svolta a sinistra sono sempre superiori ai valori menzionati, non è quindi possibile dare via libera contemporaneamente agli accessi 1 e 3 (cioè prevedere una unica fase per due accessi opposti).

Metodo Francese e Metodo Americano HCM

Il metodo francese condiziona la scelta di far avvenire le svolte a sinistra in una fase riservata, alla conoscenza del ciclo e dei tempi di verde di ogni fase.

Il manuale americano invece alla conoscenza dei flussi in conflitto.

A beneficio dello snellimento della trattazione le formulazioni matematiche sono state riportate nelle schede n. 4 e n. 4A.

Dall'applicazione delle varie normative all'esempio che si sta studiando si può concludere che tutte le procedure impongono che le svolte a sinistra debbono avvenire in fasi separate.

La scelta delle fasi si riduce quindi a quella riportata in fig. 1

FLUSSI REALI E FLUSSI DI SATURAZIONE

Nella progettazione in un sistema di regolazione semaforica il parametro più condizionante è l'indice di carico delle singole fasi veicolari, influenzando infatti il ciclo semaforico, la capacità, il ritardo e gli altri parametri caratteristici di una intersezione semaforizzata.

L'indice di carico viene definito come il rapporto tra il flusso reale F_j della corrente "j", ed il flusso di saturazione S_j della medesima corrente.

Il flusso di saturazione (S_j) di una corrente di traffico rappresenta il massimo numero di veicoli che possono transitare ininterrottamente su una sezione posta lungo la traiettoria, stabilite determinate condizioni geometriche e di traffico; esso varia in relazione a diversi fattori condizionanti quali :

- tipo di manovra da eseguire,
- larghezza e numero di corsie presenti nell' accesso,
- conflitti con veicoli e/o pedoni,
- presenza di soste, di fermate autobus etc.

Mentre fino a questo punto fra le varie metodologie sono state riscontrate molte affinità metodologiche ora risultano evidenti differenze : (esse sono state riportate in dettaglio nella scheda n.5)

Normativa italiana:

Il Flusso di Saturazione viene legato esclusivamente alla larghezza dell'accesso secondo la relazione:

$$S_j = 165 \times a_j + 45 \quad (\text{UA}/15'')$$

dove a_j e' la larghezza dell' accesso in metri;

va notato che non viene fornita, nessuna indicazione su come valutare quei fattori che possono condizionare il flusso di saturazione, come invece opportunamente è proposto dalle altre normative.

Manuale francese.

Il flusso di saturazione è legato ad una larghezza di accesso ridotta "L'" e viene corretto con coefficienti correttivi che considerano :

- la grandezza della città,
- l'ubicazione dell'intersezione nel perimetro urbano
- la pendenza longitudinale dell'accesso.

La larghezza ridotta "L'" è una larghezza fittizia che considera la presenza di eventuali parcheggi in prossimità dell' incrocio che influenzano negativamente il deflusso dei veicoli (distanza dalla linee di stop max di 62 m.)

La relazione proposta per il calcolo della larghezza ridotta e' riportata di seguito :

$$L' = L - 1,65 + 0,03(D - 7,5) - n/60$$

dove L = larghezza reale dell' accesso

D = distanza fra l'ultimo parcheggio e la linea di stop dell' incrocio

n = numero di manovre di uscita per ora.

La formulazione fornita per la determinazione del flusso di saturazione e' la seguente :

$$S' = 535 \times L' \text{ se } L' > 5 \text{ m.};$$

mentre se $L' < 5 \text{ m.}$ il f. di s. e' ricavato dal diagramma di fig.2.

Il conflitto dei veicoli in svolta a destra con i pedoni viene considerato con dei coefficienti maggiorativi da applicare al flusso reale in funzione del flusso dei pedoni e del raggio di svolta.

Il conflitto fra veicoli, invece, è valutato in termini di prolungamento del verde per i veicoli in svolta fino a che limiti del tempo di ciclo ne impongano una fase separata.

Vengono invece forniti in forma tabellare i coefficienti correttivi del flusso di saturazione (C_1 , C_2) che tengono in conto rispettivamente della grandezza della città e dell'ubicazione dell'incrocio nell'area urbana; entrambi i coefficienti hanno un campo di variabilità fra 0.90 e 1.10.

La pendenza dell'accesso è considerata con un ulteriore coefficiente correttivo C_3 la cui formulazione in funzione della pendenza e' la seguente :

- accesso in salita :

$$C_3 = 1 - 0,03 \times (e - 1)$$

dove "e" e' la pendenza in %

con un minimo per C3 di 0.70 (corrispondente ad una pendenza dell' accesso dell' 11 %)

- accesso in discesa :

$$C3 = 1 + 0,03 (e-1)$$

con un massimo per C3 di 1.12 (corrispondente ad una pendenza del 5 %)

- accesso in pianura (e = 0)

$$C3 = 1$$

Il flusso di saturazione è ricavato con la relazione:

$$S (\text{veic./h.verde}) = S' \times C1 \times C2 \times C3$$

Metodo Svedese (rif. scheda 5A)

Anche il manuale svedese dedica una ampia parte a questo argomento: individua per ogni accesso il numero di corsie che ne fanno parte distinguendole per tipo di manovra da effettuare.

Per ogni corsia in relazione al tipo di movimento ed al conflitto che si genera (con pedoni, con veicoli o con veicoli e pedoni) viene calcolato il flusso di saturazione base, che e' corretto con dei coefficienti correttivi che considerano :

- la larghezza della corsia (corsia standard 3 m.),
- la pendenza dell'accesso
- la percentuale di veicoli pesanti.

Le ricerche svolte dall'autore nel 1983 su diverse intersezioni della citta' di Roma hanno evidenziato che i flussi di saturazione nella realta' italiana sono sensibilmente più elevati di quelli proposti dal manuale svedese : infatti per una corsia larga 3,50 in pianura ed in assenza di veicoli pesanti il flusso di saturazione per la manovra di attraversamento dell'incrocio è risultato essere di 2150 veicoli per ora di verde rispetto ai 1700 veicoli/ora verde proposti dal manuale svedese; pertanto essi sono stati corretti e riproposti per la realtà italiana studiando diversi tipi di manovre e di conflitti. (2);

Manuale della Capacità Americano. (rif. scheda 5A)

Nella versione del 1985 il manuale americano introduce importanti e sostanziali modifiche rispetto alla precedente; in particolare la determinazione del flusso di saturazione è trattata in modo ampio ed esaustivo considerando tutte le situazioni che possono influenzare il deflusso fornendo dei coefficienti di correzione al flusso base; il manuale fornisce la seguente espressione :

$$S = S_0 \times N \times f_{hw} \times f_g \times f_p \times f_{bb} \times f_a \times f_{rt} \times f_{lt}$$

dove: $S_0 = 1800$ veic./h verde (flusso di saturazione base)

N = n. di corsie nella stessa fase;

mentre i coefficienti f sono dati in forma tabellare e considerano rispettivamente:

f_w = larghezza della corsia (corsia base $L=3,65$)

f_{hw} = percentuale dei veicoli pesanti

f_g = pendenza longitudinale accesso

f_p = esistenza di soste in prossimità dell'incrocio

f_{bb} = presenza di fermate di autobus prima del semaforo

f_a = ubicazione dell'intersezione nella città

$f_{rt}-f_{lt}$ = fattori di correzione che tengono conto della percentuale di svolte a destra e sinistra che avvengono in corsie riservate o promiscue in conflitto o meno con pedoni o veicoli.

CONCLUSIONI

Nella figura n. 3 sono stati riportati i flussi di saturazione divisi per ogni accesso nell'ipotesi di saturazione n.2 .

Dall' applicazione finora trattata con le ipotesi fatte ovvero : assenza di mezzi pesanti in transito, assenza di conflitti fra i veicoli in svolta con veicoli e/o pedoni ed accesso in pianura si desumono le seguenti principali considerazioni :

- il valore più elevato del flusso di saturazione si ottiene dalla formulazione proposta nella normativa italiana;

- tale risultato avvalorava la sperimentazione effettuata dall' autore in alcune intersezioni dell' area romana. Le differenze fra le due ipotesi sono contenute nell' ordine del 3% circa per gli accessi 1-3 (larghezza totale di 6.00 m.) e di circa il 13 % per gli accessi 2-4 (larghezza totale di 3.50).

- da quanto detto si evince che il tempo di ciclo necessario a smaltire un assegnato volume di traffico risulta minore in Italia che negli altri Paesi. Ne deriva che un tronco di strada urbano, con assegnate caratteristiche geometriche di un analogo tronco di un altro Paese, e' in grado di smaltire un maggior volume di traffico, ossia, ha una maggiore capacita'.

La presente trattazione vuole essere un primo intervento nel campo della regolazione semaforica, avendo coscienza che bisogna ancora molto dire prima di considerare esaustiva la trattazione, rimandando a successivi interventi le ulteriori considerazioni relative alla capacita' dell' intersezione, al ritardo dei veicoli ed al livello di servizio conseguente una assegnata o calcolata regolazione semaforica.

Luciano Cera
ingegnere libero professionista
Via Ponte Nuovo 13
Castel di Sangro -L'Aquila-
tel 0864/840490

SCHEDA N. 1: CICLO

$$\text{Ciclo minimo (teorico)} \quad C_m = \frac{L}{1-Y} \quad (1)$$

$$\text{Ciclo ottimo} \quad C_o = \frac{1,5xL+5}{1 - Y} \quad (2)$$

Dove L= somma dei perditempi durante un ciclo (per il calcolo si veda la scheda n. 2).
Y= somma degli indici di carico delle singole fasi veicolari

Scheda n. 2: Perditempi (L)

Normativa francese:
$$L_i = V_i - \frac{3600 \times u_i}{S_i}$$

Dove: V_i = tempo di verde effettivo della fase i (verde + giallo)
 u_i = n. medio di veicoli che utilizzano la fase "i" in condizioni di saturazione
 S_i = flusso di saturazione in veicoli per ora verde
 L_i = perditempo della fase i

Tr = tempo di tutto rosso (2 sec.): può variare in funzione delle condizioni geometriche.

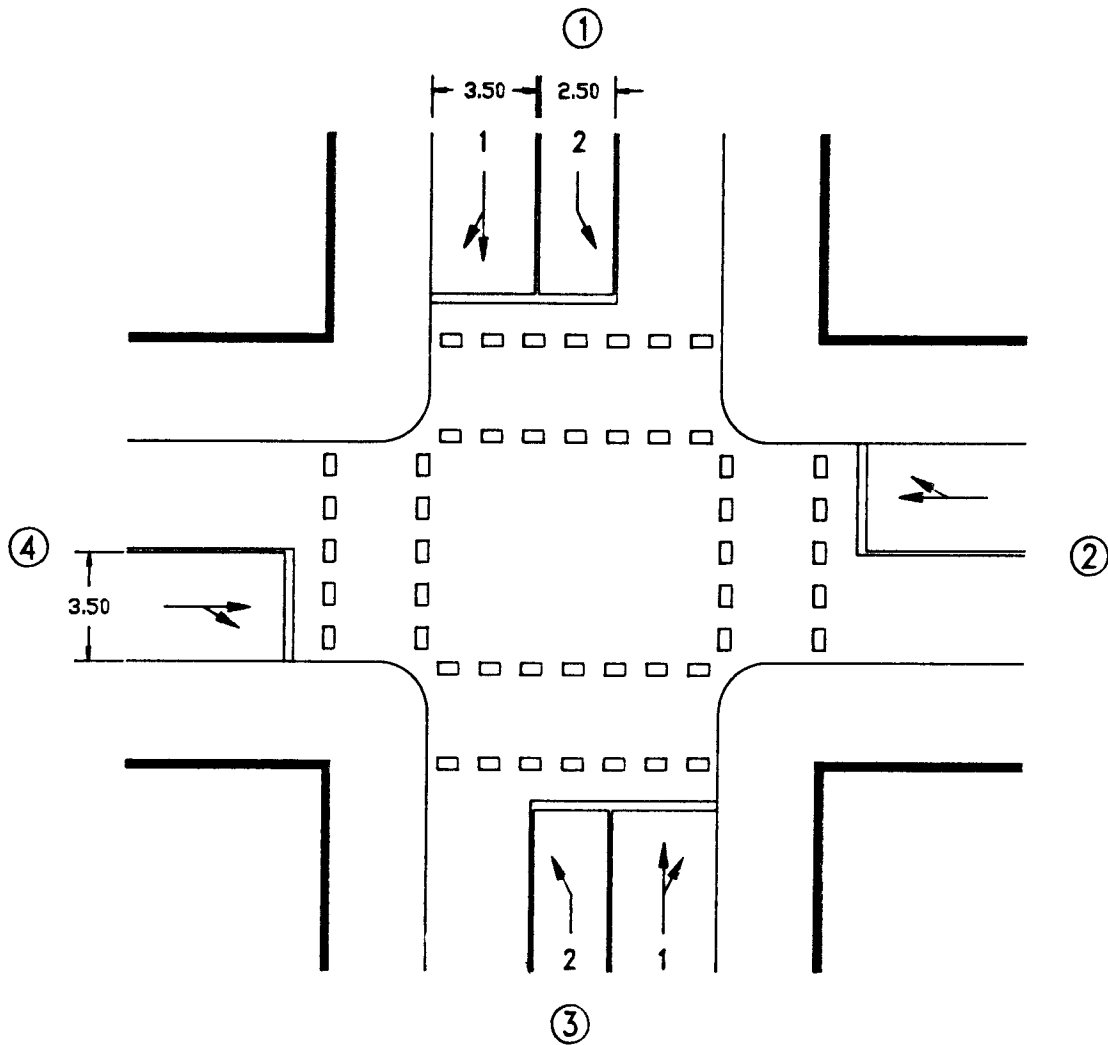
Normativa svedese:

- incroci a 2 fasi: $L_{tot} = 6 \text{ sec.} + Tr$ (tutto rosso)
- incroci a 3 fasi: $L_{tot} = 10 \text{ sec.} + Tr$
- incroci a 4 fasi: $L_{tot} = 15 \text{ sec.} + Tr$

Normativa italiana:

$$L_i = \begin{array}{r} 3 \text{ sec. avviamento alla partenza} \\ 2 \text{ sec. tempo di giallo} \\ \hline 5 \text{ sec.} + Tr \text{ (eventuale)} \end{array}$$

SCHEDA N.3: Esempio di Intersezione da semaforizzare



- FLUSSI DI TRAFFICO EQUIVALENTI
(UA/15')

| Codice Corrente | F1 | F2 | F3 | F4 | Totale (velc./ora) | Tot/acces. |
|-----------------|-----|-----|-----|-----|--------------------|------------|
| 1.2 | 160 | 120 | 135 | 100 | 515 | |
| 1.3 | 196 | 200 | 174 | 150 | 720 | 1278 |
| 1.4 | 16 | 10 | 8 | 9 | 43 | |
| 2.1 | 15 | 5 | 12 | 7 | 39 | |
| 2.4 | 70 | 45 | 80 | 62 | 257 | 296 |
| 3.1 | 140 | 160 | 110 | 90 | 500 | |
| 3.2 | 20 | 18 | 22 | 13 | 73 | 1081 |
| 3.4 | 138 | 148 | 120 | 102 | 508 | |
| 4.2 | 95 | 115 | 89 | 92 | 391 | |
| 4.3 | 18 | 26 | 20 | 11 | 75 | 466 |

SCHEDA N.4: Scelta delle fasi. Considerazioni sulle svolte a sinistra

Normativa italiana: vengono ammesse le svolte a sinistra nella stessa fase dei veicoli in attraversamento del flusso opposto se :

$Q_{sv} \leq 30$ UA/15" (120 UA/ora) con 1 o 2 veic. accumulati
 $Q_{sv} \leq 60$ UA/15" (240 UA/ora) > di 2 veic. accumulati.
dove Q_{sv} = flusso reale dei veicoli in svolta a sinistra

Manuale svedese: sono ammesse le svolte a sinistra se :
 $Q_{sv} \leq 200$ (UA/ora) e se $Q_{sv} \leq 600 - 0,4 gpe$
dove gpe = flusso di pedoni in conflitto.
 Q_{sv} = flusso reale dei veicoli in svolta a sinistra

Manuale francese: la procedura proposta dal manuale e' riportata brevemente di seguito :

- 1) Viene determinato il numero di veicoli che per ciascun ciclo semaforico chiede di effettuare la manovra di svolta : $Q_{svc} = Q_{sv} \times C / 3600$
- 2) Viene quindi calcolato il numero di veicoli in svolta a sinistra ammissibile, per la regolazione semaforica presente nell' intersezione (Q_{svs}), che puo' entrare in conflitto con il traffico in direzione opposta senza creare intralcio alla circolazione con la relazione:

$$Q_{svs} = G \times \frac{V' \times S - Q_{sv} \times C}{S - Q_{sv}}$$

dove: G = coefficiente che varia in funzione dell'entita' del traffico opposto in attraversamento

V' = verde effettivo della fase (sec.)

S = flusso di saturazione (veic/ora verde)

C = ciclo (sec)

Q_{sv} = flusso reale di veicoli in svolta

- 3) Se risulta $Q_{svc} > Q_{svs}$ è necessario evitare il conflitto con i veicoli in attraversamento della direzione opposta e quindi una fase separata per le svolte a sinistra.

Applicando questa metodologia all'esempio si ha :

- 1) Flusso in svolta a sinistra $Q_{sv(1)} = 515$ UA/ora
 $Q_{svc} = 515 \times 94 / 3600 = 13,4$ veic./ciclo
con $C = 94$ sec.

- 2) $Q_{svs} = 0,20 \times \frac{30 \times 4300 - 94 \times 515}{4300 - 515} = 4,26$

- 3) Risultando $Q_{svc} > Q_{svs}$ occorre separare le due fasi.

SCHEDA N.4A: Scelta delle fasi. Considerazioni sulle svolte a sinistra

Manuale americano :

-1) Viene calcolato il flusso equivalente (Q_{le})

$$Q_{le} = Q_{sv} \times \frac{1800}{1.400 - Q_o}$$

dove Q_{sv} = Flusso reale in svolta a sinistra dell' accesso in esame

Q_o = Flusso reale totale proveniente dall' accesso opposto

Q_a = Flusso reale totale dell' accesso in esame

Tale relazione ha senso per $Q_o < 1400$ veic/h; qualora cio' non si verifica occorre comunque riservare una fase separata per le svolte a sinistra.

-2) Affinche' non sia indispensabile una fase riservata per la svolta a sinistra occorre che risulti :

$$Q_{le} \leq \frac{Q_a - Q_{sv}}{(N-1)}$$

e' necessario riservare una fase separata per la svolta a sinistra.

Applicando la metodologia proposta dall' HCM all' accesso 1 dell' esempio proposto si ha :

1) - $Q_{sv} = 515$ veic/ora,

- $Q_o = 508$ veic/ora quindi

da cui risulta che $Q_{le} = 2905$ veic/ora

2) - $N = 2$

- $Q_a = 1081$ veic/ora

$$\text{si ottiene che } Q_{le} > \frac{Q_a - Q_{sv}}{(N-1)} = 566 \text{ veic/ora}$$

pertanto anche con questo metodo occorre riservare una fase separata per la svolta a sinistra.

SCHEDA N.5: Determinazione dei flussi di saturazione,
nell' ipotesi di fasatura n. 2 (rif. fig. 1)

Normativa Italiana

Formulazione proposta $S = 165 \times a_j + 45$ (UA/15")
per $a_j = 3,50$ $S = 622.5$ UA/15" (2490 UA/ora)

Applicazione all' esempio proposto

accesso 1-3 $a_j = 6.00$ m. $S = 4140$ (UA/ora)

accesso 2-4 $a_j = 3.50$ m. $S = 2490$ (UA/ora)

Metodo Francese

Formulazione proposta ($L' > 5.00$ m.)

$S = 535 \times L' \times C_1 \times C_2 \times C_3$

dove: L' larghezza ridotta che tiene conto di
una fila di veicoli in sosta. Non avendo
informazioni a riguardo $L' = a_j$

C_1 = coefficiente sulla popolazione (variabile
fra 0.90 e 1.10):

nell' ipotesi che l' intersezione si trovi
in una citta' con popolazione $>$ di 1.000.000
di abitanti $C_1 = 1,10$

C_2 = coefficiente ubicazione intersezione all'
interno della citta' (variabile fra 0.90 e
1.10) ($C_2 = 1$ per il caso in studio)

C_3 = coefficiente che considera la pendenza dell'
accesso; (per $e=0$ $C_3 = 1$)

con le ipotesi fatte per l' intersezione in studio (ri-
portata nella scheda 3) si ha :

accesso 1-3 $S = 3531$ UA/lora

accesso 1-4 $S = 2060$ " "

Va evidenziato che il metodo propone la applicazione di
coefficienti maggiorativi ai flussi reali per conside-
rare l' influenza sul flusso di saturazione della quota
di veicoli che svoltano a destra, (nel caso in studio
risulterebbe di 1,1) e la quota di veicoli che volta-
no a sinistra (coefficiente pari a 1,7).

Quando la larghezza di accesso risulta inferiore a 3,5
m. il calcolo del flusso di saturazione base va effet-
tuato con il diagramma di figura n.2.

SCHEDA N.5A: Determinazione dei flussi di saturazione,
nell' ipotesi di fasatura n. 2 (rif. fig.1)

Manuale svedese:

Come specificato nel testo il manuale svedese classifica le corsie in relazione al tipo di manovra, individuando con le lettere da "A" ad "F" i diversi tipi di corsia in cui l' accesso deve essere diviso ai fini della determinazione del flusso di saturazione.

ACCESSO 1:

- corsia 1; Tipo D promiscua di attraversamento e svolte,
senza conflitto con pedoni

aj = 3,50 m. % di svolte = 6% S = 1734 UA/ ora

- corsia 2; Tipo C specializzata svolte

aj = 2,50 m. % di svolte = 100% S = 1320 UA/ ora

Totale f.dis. accesso 1 S = 3054 UA/ ora

ACCESSI 2-4:

- corsia unica di tipo D promiscua di attraversamento e
svolte, senza conflitto con pedoni

aj = 3,50 m. % di svolte = 13% S = 1683 UA/ ora

Totale f.di s. accessi 2-4 S = 1683 UA/ ora

ACCESSO 3 :

- corsia 1; Tipo D promiscua di attraversamento e svolte,
senza conflitto con pedoni

aj = 3,50 m. % di svolte = 47% S = 1483 UA/ ora

- corsia 2; Tipo C specializzata svolte

aj = 2,50 m. % di svolte = 100% S = 1520 UA/lora

Totale f.di s. accesso 3 S = 3003 UA/lora

A seguito di sperimentazione eseguite dall' autore i flussi proposti dal metodo svedese sono risultati non reali per la realta italiana, essi, a seguito di sperimentazione svolta su alcune intersezioni dell' area romana sono stati corretti come di seguito :

ACCESSO 1: - corsia 1 ; Tipo D

aj = 3,50 m. % di svolte = 6% S = 2193 UA/ ora

- corsia 2 ; Tipo C

aj = 2,50 m. % di svolte = 100% S = 1848 UA/ ora

totale accesso 1 S = 4041 UA/ ora

ACCESSO 2-4: corsia unica di tipo D

- aj = 3,50 m. % di svolte = 13% S = 2142 UA/ ora

ACCESSO 3: - corsia 1 ; Tipo D

aj = 3,50 m. % di svolte = 47% S = 2152 UA/ ora

- corsia 2 : Tipo C

aj = 2,50 m. % di svolte = 100% S = 848 UA/ ora

totale accesso 3 S = 4000 UA/lora

Manuale Americano : HCM

Dall' applicazione della formula riportata nel testo si ottengono per ogni accesso i flussi di saturazione seguenti :

ACCESSO 1:

- corsia 1 aj = 3,50 m. S = 1764 UA/ ora

- corsia 2 aj = 2,50 m. S = 487 UA/ ora

totale accesso 1 S = 3251 UA/ ora

ACCESSO 2:

- corsia unica aj = 3,50 m. S = 1755 UA/ ora

totale accesso 2 S = 1755 UA/ ora

ACCESSO 3:

- corsia 1 aj = 3,50 m. S = 1755 UA/ ora

- corsia 2 aj = 2,50 m. S = 1487 UA/ ora

totale accesso 3 S = 3243 UA/ ora

ACCESSO 4:

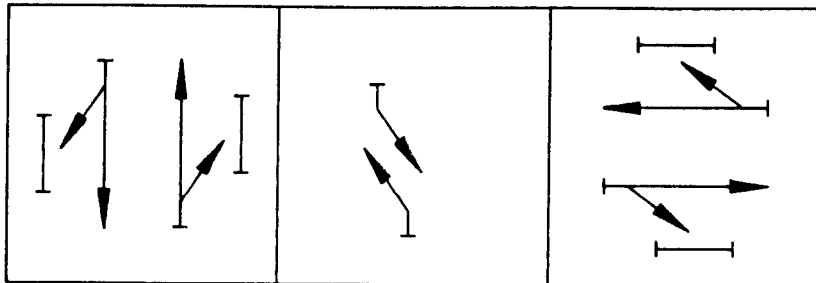
- corsia unica aj = 3,50 m. S = 1728 UA/ ora

totale accesso 4 S = 1728 UA/ ora

Figura n.1

IPOTESI DI FASATURA:

1 ipotesi



2 ipotesi

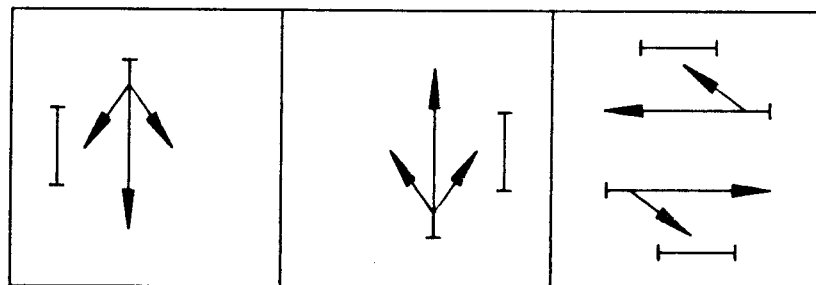


Figura N. 2 : Metodo Francese

(Flusso di saturazione in funzione della larghezza utile della corsia di accesso)

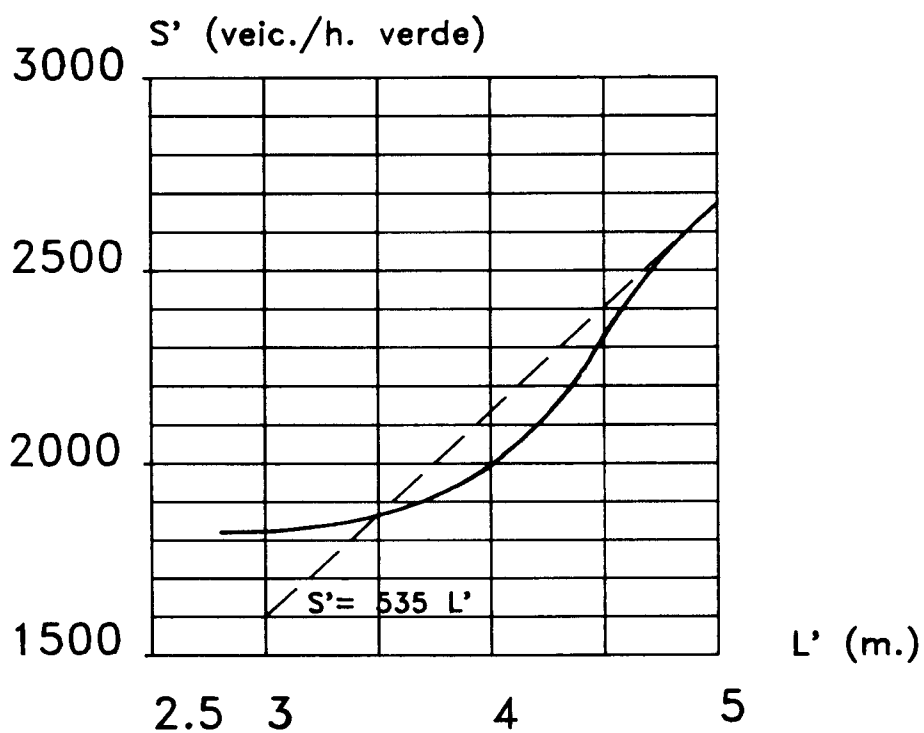
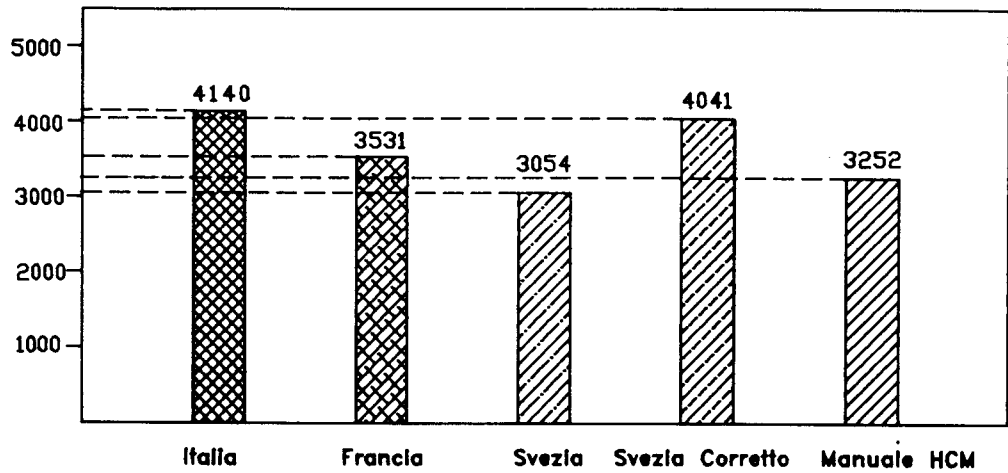


FIGURA 3 : Confronto fra i valori dei flussi di saturazione calcolati con i metodi presentati nell' articolo nel caso dell' intersezione di scheda N. 3

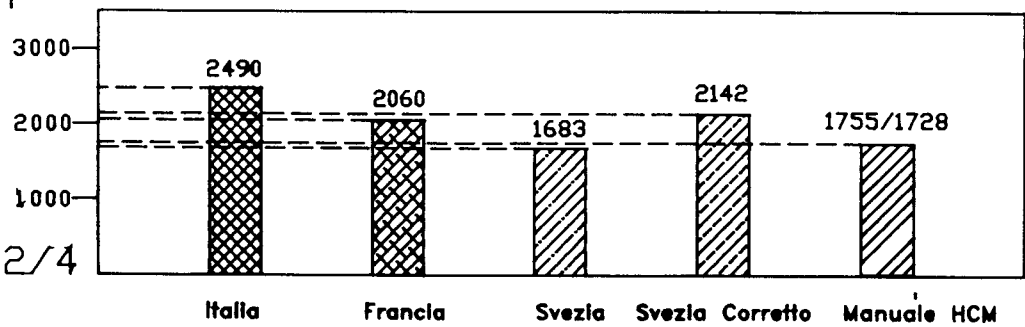
Flusso di saturazione S_i
(veic./h verde)

ACCESSO 1



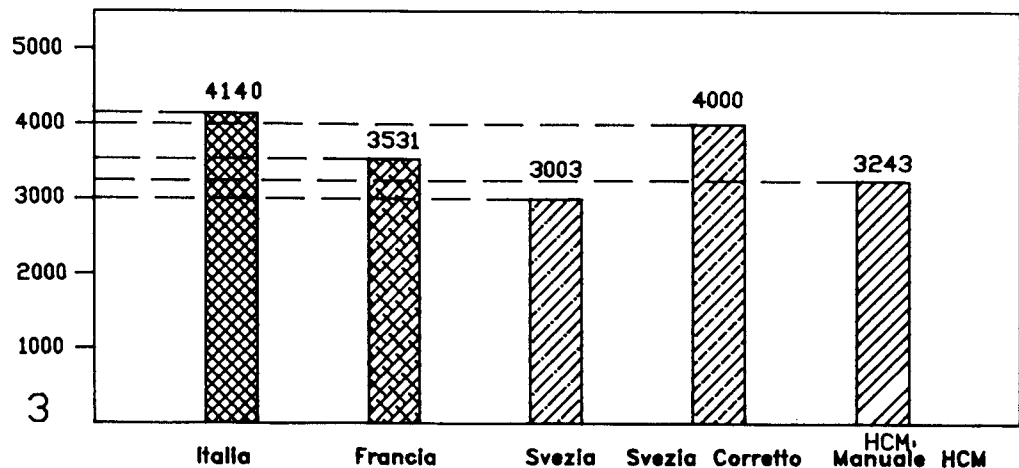
Flusso di saturazione S_i
(veic./h verde)

ACCESSO 2/4



Flusso di saturazione S_i
(veic./h verde)

ACCESSO 3



BIBLIOGRAFIA

- 1) CNR "Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane"
Edizione Febbraio 1990.
- 2) Capacita' di un tronco stradale urbano
Sascia Canale - Luciano Cera Autostrade 12/83
- 3) Methode de calcul des carrefours a feux
Ministere de l'Equipement et du Logement.
- 4) Kapacitet, Kolangd, Fordrojning
Statens Vaguerk 1977-02 TV 131.
- 5) Highway Capacity Manual
Special Report 209 CAP 9: Signalized Intersection
Washington P.C. 1985.
- 6) Traffic Signal Setting
- Road Research Laboratory.