

ELABORATO **ADOTTATO**  
CON DELIBERAZIONE

- Giunta Comunale  
 Consiglio Comunale

n° 22 ..del. 2.9. MAR. 2006



ALLEGATO 8/4

## COMUNE DI PISA

# PIANO DI RECUPERO AREA EX MOTOFIDES IN LOCALITA' MARINA DI PISA



Scheda 38 C del Regolamento Urbanistico del Comune di Pisa, approvato il 28/07/2001

Scheda 39 del II Piano di Gestione del Parco di Migliarino, San Rossore, Massaciuccoli, approvato il 10/05/2002

TITOLO elaborato :

### VALUTAZIONE EFFETTI AMBIENTALI STUDIO TRASPORTISTICO

Scala: 1 : 2.000

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Proponente:

**BORELLO S.p.A.**

**R7A**

PROGETTISTI:

OPERE ARCHITETTONICHE:

SOLARCHITETTI S.r.l.  
STUDIO 3C+T - CAPOLEI CAVALLI ARCHITETTI ASSOCIATI

STUDI AMBIENTALI:



OPERE MARITTIME:

MODIMAR S.r.l.

COORDINAMENTO TECNICO AMMINISTRATIVO  
DIREZIONE URBANISTICA DEL COMUNE DI PISA

COORDINATORE DELLA PROGETTAZIONE  
Prof. Ing. PAOLO SAMMARCO

COORDINAMENTO TECNICO DELLA SOCIETA' PROPONENTE  
PI Spa-MARARNO Srl

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
Dott. Arch. GABRIELE BERTI



Data	Rev.	DESCRIZIONE	DISEGNATORE	VERIFICATORE	APPROVAZIONE
MAR. 06	0				

Dimensioni foglio:

Lista del Committente:

## INDICE

<b>1. <u>Nuovo porto turistico di Marina di Pisa</u></b> .....	1
1.1. <u>Premessa</u> .....	1
<b>2. <u>Caratteristiche generali del territorio e della mobilità</u></b> .....	3
2.1 <u>Classificazione funzionale delle strade</u> .....	3
2.2 <u>Assetto viario – Stato di fatto ed interventi di progetto</u> .....	7
<b>3. <u>Condizioni demografiche ed economiche</u></b> .....	11
<b>4. <u>Rilievi di traffico ed elaborazioni</u></b> .....	15
4.1 <u>Rilievi urbani ed extraurbani</u> .....	20
<b>5. <u>Determinazione del traffico futuro</u></b> .....	49
5.1 <u>Previsioni di traffico per l'anno 2010 e l'anno 2015</u> .....	51
5.2 <u>Algoritmo di Dantzig</u> .....	53
5.3 <u>Assegnazione costi di viaggio</u> .....	53
<b>6. <u>Calcolo capacità e livello di servizio</u></b> .....	70
6.1 <u>Ambito extraurbano (Ex S.S. 224)</u> .....	70
6.2 <u>Ambito urbano</u> .....	87
6.3 <u>Funzionalità ed efficienza intersezioni</u> .....	96
6.4 <u>Modelli di capacità per le intersezioni a rotatoria</u> .....	100
6.4.1 <u>Calcolo della “capacità di un’entrata”</u> .....	100
6.5 <u>Funzionalità delle intersezioni previste in progetto</u> .....	105
6.5.1. <u>Intersezione</u> n. 1 (Anno di analisi 2010).....	107
6.5.2. <u>Intersezione</u> n. 2 (Anno di analisi 2010).....	110
<b>7. <u>Conclusioni</u></b> .....	117
<b>8. <u>Appendice</u></b> .....	114
<b>9. <u>Riferimenti bibliografici</u></b> .....	139

## **1 Nuovo porto turistico di Marina di Pisa**

### **1.1 Premessa**

Il presente studio trasportistico prende in esame la viabilità dell'ambito interessato dal Piano di Recupero della area ex Motofides in località Marina di Pisa e quindi la realizzazione del nuovo Porto Turistico.

L'intervento riguarderà l'area occupata dal complesso industriale della ex Motofides, dismesso dal 1988, e su aree limitrofe delimitate dalla foce dell'Arno, dal Mar Tirreno e dal centro abitato di Marina di Pisa. L'ambito ricade per la maggior porzione dell'estensione all'interno del Parco Regionale di San Rossore – Migliarino – Massaciuccoli, e per la restante parte in aree normate dal Comune di Pisa.

L'area interessata dall'intervento presenta una estensione complessiva di circa mq 210.000 (da rilevamenti grafici) attualmente occupata da fabbricati già adibiti ad usi industriali e civili, dei quali è prevista la quasi totale demolizione. Per maggiori dettagli relativi agli interventi previsti in progetto si rimanda alla Relazione Descrittiva e alle Tavole grafiche allegate al Piano di Recupero.

Lo studio è stato sviluppato in modo da valutare quantitativamente gli effetti generati sul territorio dalla nuova infrastruttura di trasporto (porto) e dal mutato assetto viario previsto in seno alla progettazione del porto turistico.

Il presente studio trasportistico analizza la previsione della domanda di mobilità e ne verifica la compatibilità con l'offerta infrastrutturale.

Lo studio di sistema è stato affrontato secondo più livelli di analisi. Un primo livello ha riguardato l'*inquadratura generale*, in cui si è dato spazio alla raccolta di informazioni che consentono di esaminare la realtà pisana sotto molteplici aspetti: territoriale, demografico, economico-sociale. In particolare, è stata condotta, tra l'altro, la disamina delle *attuali peculiarità del territorio* e della mobilità, dell'*offerta di trasporto* (analizzando l'assetto viario urbano ed extraurbano), e lo scenario futuro dell'*assetto infrastrutturale*. In seguito, anche grazie all'elaborazione dei recenti rilievi di traffico stradale condotti nel territorio provinciale, è stato possibile valutare, seppur con una certa approssimazione per via della limitatezza temporale delle indagini di traffico, sia la

*domanda di mobilità* in termini di traffico giornaliero medio annuo (diurno e notturno), sia le sue modulazioni giornaliere, sulla viabilità extraurbana e sulle strade urbane più prossime al nuovo porto.

L'ultimo livello di indagine, ha riguardato l'*analisi della capacità* e dei livelli di servizio dei tronchi stradali e delle intersezioni di nuova realizzazione.

## 2 Caratteristiche generali del territorio e della mobilità

### 2.1 Classificazione funzionale delle strade

La prima fase dello studio ha riguardato l'analisi dell'offerta di trasporto legata alle infrastrutture attualmente in esercizio in un intorno sufficientemente esteso dell'area in cui sorgerà il nuovo porto turistico. In particolare è stato determinato il livello gerarchico stradale (rete primaria, principale e secondaria), e per ciascuna strada della rete le funzioni assolute (transito, scorrimento, distribuzione, penetrazione, accesso).

Attraverso le indagini di traffico, di cui si parlerà più avanti, è stata poi determinata la domanda di mobilità all'interno di un'area circoscritta al nuovo porto entro la quale, verosimilmente, si potranno constatare i benefici ed i costi derivanti dalla realizzazione del nuovo manufatto e del nuovo assetto viario proposto per far fronte alla crescente domanda di mobilità.

LIVELLO GERARCHICO	STRADE CORRISPONDENTI SECONDO CODICE	
	Ambito Extraurbano	Ambito Urbano
a - <b>rete primaria</b> (transito, scorrimento)	Autostrade extraurbane Strade extraurbane principali	Autostrade urbane Strade urbane di scorrimento
b - <b>rete principale</b> (distribuzione)	Strade extraurbane principali	Strade urbane di scorrimento
c - <b>rete secondaria</b> (penetrazione)	Strade extraurbane secondarie	Strade urbane di quartiere
d - <b>rete locale</b> (accesso)	Strade locali extraurbane	Strade locali urbane

**Tabella 1:** classificazione funzionale delle strade (ex art. 2 del Codice)

La classificazione funzionale delle strade in esercizio è stata condotta con riferimento a quanto previsto dal Codice della strada (C.d.S.) e dalle Direttive per la redazione dei piani urbani del traffico<sup>1</sup>. Congruentemente alle indicazioni del Piano urbano del traffico di Pisa, l'obiettivo è quello di identificare ed analizzare la rete portante della mobilità veicolare.

Il Nuovo Codice della Strada prevede per la viabilità urbana, tre categorie di strade:

- la classe D (strade urbane di scorrimento);
- la classe E (strade urbane di quartiere);
- la classe F (strade locali).

<sup>1</sup> Cfr. *Direttive per la redazione, adozione ed attuazione dei piani urbani del traffico*. G.U. n.77 del 24.6.95

Il Codice della Strada stabilisce altresì che le funzioni delle *strade di scorrimento* sono quelle di soddisfare le relazioni con origine e destinazione esterne al centro abitato, i movimenti di scambio fra il territorio extraurbano e quello urbano, nonché di garantire, con un elevato livello di servizio, anche gli spostamenti a più lunga distanza interni al centro abitato. Le caratteristiche costruttive minime previste sono: carreggiate indipendenti o separate da spartitraffico, ciascuna con almeno due corsie di marcia, marciapiedi, intersezioni a raso eventualmente semaforizzate. Su tali strade sono ammesse tutte le componenti di traffico, mentre è sempre esclusa la sosta veicolare, se non opportunamente separata dalla carreggiata con idonei spartitraffico.

Le *strade di quartiere* svolgono funzione di collegamento tra settori e quartieri limitrofi o tra zone estreme di un medesimo quartiere. In tale categoria di strada a unica carreggiata, con almeno due corsie e dotata di marciapiedi, rientrano, in particolare, le strade destinate a servire, attraverso gli opportuni elementi viari complementari, gli insediamenti principali urbani e di quartiere. Lungo le strade di quartiere sono ammesse tutte le componenti di traffico, compresa la sosta veicolare, purché esterna alla carreggiata e provvista di apposite corsie di manovra.

Le *strade locali* (classe F), comprendono tutte le altre strade e sono a servizio preminente degli spostamenti pedonali e delle fasi iniziali e finali degli spostamenti veicolari generati e/o attratti dagli insediamenti ubicati lungo esse. In tali strade non sarebbe consentita la circolazione dei mezzi pubblici.

Le Direttive, al fine di meglio adattare la classificazione funzionale alle caratteristiche geometriche delle strade esistenti, articolano ulteriormente tale classificazione introducendo categorie intermedie rispetto ai tipi previsti dal Codice della Strada, e precisamente:

- *strade di scorrimento veloce*, intermedie tra le autostrade e le strade di scorrimento;
- *strade interquartiere*, intermedie tra quelle di scorrimento e quelle di quartiere;
- *strade locali interzonali*, intermedie tra quelle di quartiere e quelle locali.

Se si dovesse procedere alla classificazione della rete stradale esclusivamente in relazione alle caratteristiche geometriche e funzionali richieste dal dettato legislativo, si otterrebbe una gerarchizzazione assai povera e certamente non in grado di diversificare le differenti caratteristiche e funzioni della rete stradale esistente.

Nel P.U.T. del Comune di Pisa è stata operata una classificazione secondo tre differenti scenari: il primo fa riferimento allo stato di fatto, nel quale si riconoscono le modalità attuali di funzionamento della rete; il secondo allo stato di progetto, quale potrà verificarsi a seguito degli interventi di modifica degli schemi di circolazione proposti dal Piano; l'ultimo, infine, ad uno scenario di rete modificata, integrata dalle proposte di nuova viabilità e dalla previsione di eliminazione dei P.L. ferroviari.

Il P.U.T. di Pisa limita l'utilizzazione delle categorie formali di strada di scorrimento (D) alla sola superstrada, e di strada urbana di quartiere (E), assegnandola alle seguenti strade: via Padre Pio da Pietralcina, via Mons. Aristo Manghi, via Matteucci, via Nenni, via di Pratale, via Paparelli, viale delle Cascine dal sottopasso sino alla statale Aurelia, via Aurelia nel tratto urbano, via Pietrasantina dal confine comunale al parcheggio scambiatore, via del Brennero dal confine comunale all'incrocio con via Lucchese, via Fabbricone Pontecorvo, via Tosco Romagnola tra il Ponte delle Bocchette e via della Vecchia Tranvia.

Ha invece articolato ed esteso la categoria delle strade locali interzonali secondo una classificazione per obiettivi, così riassumibile:

- primarie (F3), a prevalente funzione di scorrimento, cui assegna un obiettivo prevalente di elevata capacità e prestazioni per il traffico veicolare, anche a scapito -il che non significa mai negazione- delle funzioni urbane eventualmente presenti (permeabilità trasversale, sosta veicolare ecc.);
- secondarie (F4), a funzioni miste di scorrimento ed urbane, cui assegna un obiettivo di salvaguardia delle capacità di deflusso, anche se con prestazioni ridotte in termini di fluidità e velocità<sup>2</sup>;
- complementari (F5), a prevalenti funzioni urbane, cui assegna un obiettivo di mantenimento delle funzioni di traffico nell'ambito di un assetto reso pienamente compatibile con le funzioni urbane.

Con la categoria F6 (altre strade urbane locali), che si intende assegnata a tutte le strade non altrimenti classificate, restano invece individuate le strade a prevalente funzione urbana che non svolgono funzioni di traffico di interesse urbano. Sono in particolare classificate come strade urbane locali tutte le strade interne al centro storico.

---

<sup>2</sup> Con questa categoria sono state identificate le strade interne all'area centrale interessate da percorsi primari del trasporto pubblico.

Con riferimento all'area in studio (cfr. *figure 1,2,3*), oltre alla classificazione funzionale sono state determinate le caratteristiche geometriche salienti (larghezza carreggiata, numero corsie), la regolazione delle intersezioni (presenza o meno di semaforizzazione), la regolamentazione della sosta. Tali informazioni sono propedeutiche per la corretta valutazione dell'attuale offerta di mobilità, che è peraltro strettamente legata agli standard funzionali delle strade in esercizio. A partire dalla conoscenza della sistemazione della rete, dalle geometrie stradali, dall'ambito territoriale (urbano, extraurbano), è possibile operare una stima attendibile del traffico sulla nuova infrastruttura e delle potenziali conseguenze sull'ambiente. A tal proposito occorre rilevare che gli impatti ambientali (inquinamento acustico<sup>3</sup>, atmosferico<sup>4</sup>) legati all'esercizio della viabilità portuale e della riorganizzazione viaria vanno valutati su ampia scala territoriale.

VIA	N. corsie marcia	piattaforma [m]
G. D'annunzio	2	9,50
G. da Verazzano	2	9,50
F. Barbolani	2	12,50
della Sirenetta	2	12,50
Ciurini	2	12,50
T. Carosio	2	8,00
delle Curzolari	2	13,50
Corsani	2	8,00
Hander	2	13,50
Milazzo	2	8,50
Ivizza	2	7,50
Daiberto	2	10,50
Maiorca	2	11,50

**Tabella 2:** caratteristiche geometriche viabilità in studio

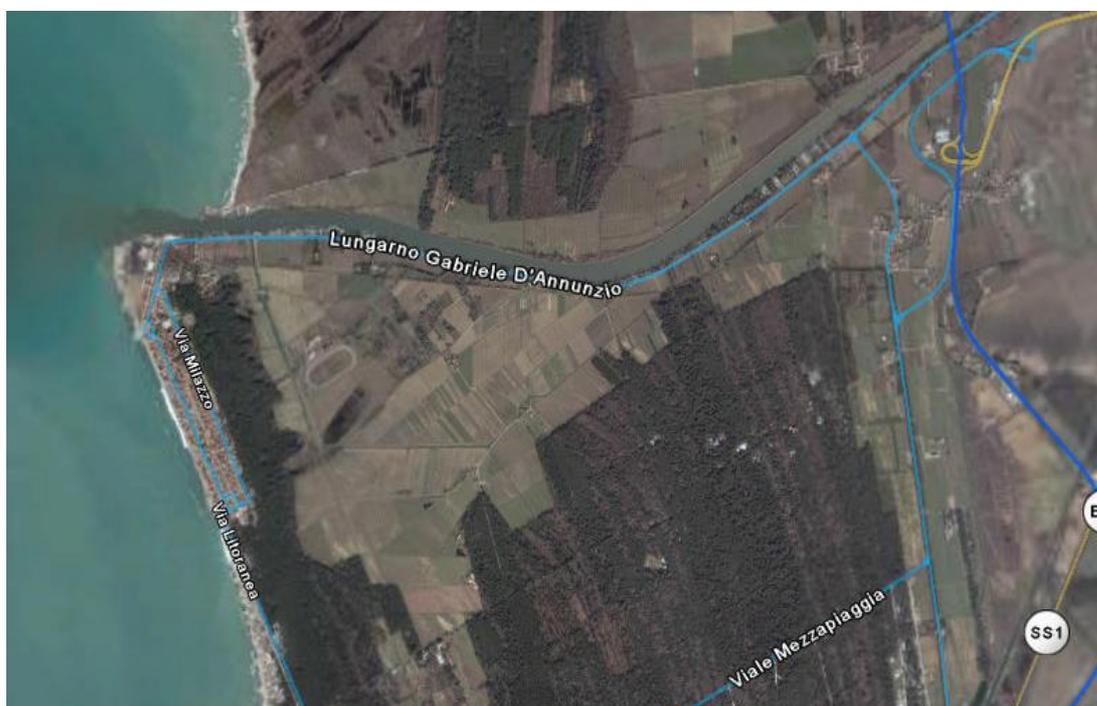
3 Già nel 1979 un'indagine ISTAT poneva il traffico stradale al primo posto fra le cause di inquinamento acustico nel territorio italiano; un successivo studio dell'OCSE a grande scala attribuiva al traffico veicolare in ambiente urbano il 65% delle fonti di disturbo e l'80% dell'energia acustica percepita. Un'estesa indagine della CEE ripartisce come segue la responsabilità delle emissioni dai veicoli: 45% allo scarico; 30% agli organi rotanti del motore; 10% all'aspirazione; 10% alla ventilazione; 5% al contatto pneumatico-pavimentazione.

<sup>4</sup> Gli *inquinanti atmosferici più nocivi* sono: a) anidride carbonica CO<sub>2</sub>, ed anidride solforosa SO<sub>2</sub>, ordinari prodotti della combustione rispettivamente degli idrocarburi fossili e della loro principale impurità. Il monossido di carbonio CO, derivato da processi di incompleta combustione, in carenza di ossigeno; b) ossidi di azoto (designati nel complesso come NO<sub>x</sub>), derivanti dall'ossidazione dell'azoto molecolare atmosferico, ad elevate temperatura e pressione ed in eccesso di ossigeno. Quelli prodotti dai motori dei veicoli sono prevalentemente NO ed NO<sub>2</sub> ed in quantità inferiori NO<sub>3</sub>, N<sub>2</sub>O<sub>3</sub> ed N<sub>2</sub>O<sub>4</sub>; c) diversi tipi di idrocarburi HC (gassosi o nebulizzati o in forma di particolato), emessi per evaporazione e per parziale o mancata combustione; le polveri derivanti dall'aggregazione di particelle carboniose veicolano anche composti del piombo e di altri metalli pesanti; d) inquinanti secondari: ozono e smog fotochimico. Ulteriori composti secondari, che per la loro comune genesi vengono inclusi in un'unica categoria denominata "smog fotochimico", sono meno influenti per quantità ma altrettanto preoccupanti per gli effetti: si tratta di acido nitrico, di vari idrocarburi ossidati e di nitrati organici (fra cui è prevalente il perossiacetilnitrato).

## 2.2 Assetto viario – Stato di fatto ed interventi di progetto

La rete infrastrutturale del litorale pisano risulta piuttosto articolata. In particolare, per quanto riguarda Marina di Pisa e il nuovo porto turistico, si osserva che la rete viaria urbana è interconnessa alla rete stradale primaria regionale mediante la strada *Ex S.S. 224*. L'abitato di Marina di Pisa è collegato con la città di Pisa tramite la Litoranea, Via Maiorca e Viale D'Annunzio.

Marina di Pisa può essere raggiunta alternativamente con le strade che attraversano la Pineta del Tombolo, i rioni Bigattiera e Pisorno, che consentono di raggiungere l'abitato di Marina dalla direzione sud, percorrendo la parte litoranea della *Ex S.S. 224*. L'attuale ingresso all'abitato di Marina di Pisa avviene attraverso viale D'Annunzio e via Maiorca (cfr. figure seguenti).



**Figura 1:** immagine satellitare del litorale pisano

Poiché l'area di intervento del nuovo porto turistico ingloba parzialmente il sedime della strada *Ex S.S. 224* (cfr. tavole di progetto) è stato necessario trovare una soluzione di tracciato alternativa per garantire il collegamento con il litorale pisano. Sono state pertanto vagliate più ipotesi e si è scelto di realizzare una bretella stradale confinante con l'area di intervento che, sviluppandosi lungo un itinerario Nord – Sud, permette di collegare due intersezioni a rotatoria, la prima posta all'altezza di via Da Verazzano, lungo Viale D'Annunzio la seconda, localizzata all'altezza di Via Barbolani, assicura la distribuzione

del traffico su quest'ultima strada e sul tronco di nuova realizzazione che dalla rotatoria si connette alla Via Ivizza. La soluzione prospettata consente di garantire spostamenti rapidi (in quanto il tracciato non allunga le percorrenze che sono soltanto traslate verso est rispetto a quelle dell'attuale itinerario D'Annunzio – Maiorca), e di ridurre le velocità di ingresso al centro abitato proprio grazie all'introduzione della rotatoria Nord che si configura come una vera e propria porta d'accesso a Marina di Pisa.



**Figura 2:** immagine satellitare - Marina di Pisa (stato attuale).



**Figura 3:** immagine satellitare - Marina di Pisa con viabilità di progetto colorata in magenta.

Le caratteristiche geometriche salienti della strada in progetto sono le seguenti:

- Piattaforma di categoria E (strada urbana di quartiere) di cui al D.M. 5/11/2001, avente una corsia per senso di marcia da 3,00 m, larghezza della banchine pari a 0,50 m. Tenuto conto delle dimensioni dei diversi elementi che la compongono, la carreggiata risulta larga ml 7,00.
- Marciapiedi laterali larghi 1,50 m;
- In rettilineo, la piattaforma stradale (corsie e banchine pavimentate) è sistemata a tetto a doppia falda, ciascuna inclinata del 2,5%. Gli elementi a margine della corsia di marcia (banchine pavimentate) presentano pendenza eguale e concorde a quella della carreggiata. Nelle curve circolari la pendenza di tutta la piattaforma è rivolta verso l'interno; il suo valore (mai superiore al 3,5%), inoltre, è commisurato al raggio della curva in accordo al criterio indicato al § 5.2.4 della Norma precitata.
- Per le intersezioni a rotatoria sono state individuate dimensioni idonee a smaltire il traffico previsto per il futuro: entrambe presentano due corsie anulari da 3,50 m

ciascuna, isole triangolari in ingresso alla rotatoria insormontabili di dimensioni idonee ad una corretta canalizzazione dei flussi veicolari e valori dei raggi dei cigli di ingresso ed uscita dalla rotatoria tali da indurre la moderazione delle velocità praticate in ingresso sull'anello.

Per quanto riguarda la viabilità urbana si ritiene che le caratteristiche geometriche risultino idonee allo smaltimento, oltre che del traffico locale, anche di quello di attraversamento da Pisa verso Tirrenia. Infatti, le vie Barbolani, Maiorca, Sirenetta, Ginestra, ecc. presentando notevole larghezza della carreggiata, mediamente pari a 12 m (cfr. *tabella 2*), consentono il transito di notevoli volumi di traffico senza formazione di code o percorrenze di tipo *stop and go*. Resta inteso che, in fase di esercizio, l'Amministrazione Comunale potrà monitorare sul campo il fenomeno circolatorio e stabilire eventuali divieti di sosta per garantire maggiori superfici carrabili.

### **3 Condizioni demografiche ed economiche**

Per valutare la realtà socio economica di un territorio occorre preliminarmente conoscere l'andamento demografico riferito ad un prefissato periodo storico. Per tale ragione è senza dubbio utile svolgere delle previsioni strutturali per verificare l'andamento della popolazione nel breve e nel lungo periodo, ed eventualmente, delle comparazioni a livello macro (regionale e nazionale).

Seguendo quest'ottica, sono state prese in considerazione le previsioni della popolazione italiana e confrontate con quelle della Provincia di Pisa (Indagine dei flussi di traffico sulla rete stradale della provincia di Pisa Ottobre 2002). Sulla scorta delle analisi condotte in seno ad un recente studio demografico è possibile prevedere<sup>5</sup> che la popolazione nell'area di Pisa possa variare entro l'anno 2033 secondo quanto riportato in tabella 3. In particolare le stime individuano cinque scenari possibili:

- a) *Ipotesi centrale* che rappresenta la previsione demografica di maggiore affidabilità, in quanto per ogni componente (fecondità, mortalità, migrazione) si è considerato l'andamento ritenuto più probabile;
- b) *Ipotesi alta e ipotesi bassa* che definiscono il campo di variazione all'interno del quale si collocherà verosimilmente la popolazione futura in relazione alle differenti evoluzioni delle componenti demografiche; in particolare, l'*ipotesi bassa* (che possiamo definire anche con "dinamica debole") ipotizza la costanza della

---

<sup>5</sup> Per ciò che concerne la *fecondità* sono state formulate due ipotesi:

1. tassi costanti: in tutto il periodo di proiezione si sono applicati i tassi medi registrati nel periodo analizzato.
2. tassi variabili:

a) nel primo caso si è ipotizzato un rapido aumento del TFT che passerebbe dal livello attuale registrato a 1.3 figli per donna nel giro di 15 anni, per poi rimanere costante su tale livello. Tutto questo per riportare la fecondità ad un livello simile (appena superiore) a quello attuale italiano in 15 anni.

b) nel secondo caso si è ipotizzato un aumento più forte della fecondità (1.8 figli per donna sempre in 15 anni), tale da riportare le donne pisane sui livelli analoghi a quelli del Nord Europa sempre in questo arco di tempo.

Per la *mortalità* le ipotesi effettuate sono state due:

1. tassi specifici per età costanti;
2. si ipotizza una ulteriore crescita della speranza di vita alla nascita, proseguendo il trend costantemente osservato in tutto il dopoguerra. In questo modo la mortalità (speranza di vita) diminuirebbe nel periodo di proiezione del 15% circa.

Per le *migrazioni* sono state formulate tre ipotesi estreme:

1. con la prima si sono mantenuti costanti i tassi al livello registrato negli ultimi 5 anni<sup>11</sup>;
2. con la seconda invece si è simulato l'evoluzione demografica in assenza di movimento migratorio allo scopo di evidenziare il puro effetto del movimento naturale e, implicitamente, il ruolo delle migrazioni nel mantenimento del riequilibrio demografico;
3. con la terza si è deciso di variare l'immigrazione (per la precisione il tasso di immigrazione) in modo da avere alla fine del periodo di proiezione una popolazione uguale al livello di partenza.

Fonte: Proiezioni demografiche Comune di Pisa 2004-2033 – Sito:www.comune.pisa.it

fecondità sui tassi attuali, mentre l'*ipotesi Alta* (“dinamica forte”), prefigura la ripresa della fecondità e contestualmente, l’incremento della sopravvivenza;

- c) *Ipotesi Estrema 1*, ottenuta imponendo che le migrazioni siano nulle;
- d) *Ipotesi Estrema 2* ottenuta facendo aumentare l’immigrazione, ed imponendo che alla fine del periodo la popolazione coincida con quella iniziale.

1/1 Anno	Ipotesi Centrale	Ipotesi Alta	Ipotesi Bassa	Ipotesi Estrema 1	Ipotesi Estrema 2
2004	91695	91685	91685	91685	91685
2005	91194	91215	91176	91134	91062
2006	90711	90775	90655	90575	90496
2007	90243	90367	90142	90005	89994
2008	89797	90000	89633	89417	89564
2009	89346	89645	89121	88799	89167
2010	88916	89323	88608	88156	88818
2011	88501	89024	88111	87487	88526
2012	88098	88749	87617	86774	88264
2013	87708	88492	87117	86027	88042
2014	87321	88249	86630	85241	87883
2015	86950	88025	86147	84415	87760
2016	86592	87819	85670	83560	87667
2017	86247	87631	85201	82678	87620
2018	85916	87465	84743	81771	87609
2019	85605	87320	84301	80842	87635
2020	85291	87168	83859	79907	87702
2021	84995	87028	83431	78954	87814
2022	84709	86885	83017	77990	87960
2023	84425	86738	82618	77016	88140
2024	84167	86609	82241	76043	88354
2025	83923	86492	81864	75058	88612
2026	83683	86378	81499	74072	88890
2027	83440	86260	81145	73085	89201
2028	83218	86155	80804	72097	89543
2029	83012	86059	80479	71105	89907
2030	82808	85968	80163	70108	90310
2031	82607	85880	79860	69109	90737
2032	82413	85801	79566	68114	91202
2033	82227	85723	79286	67123	91687

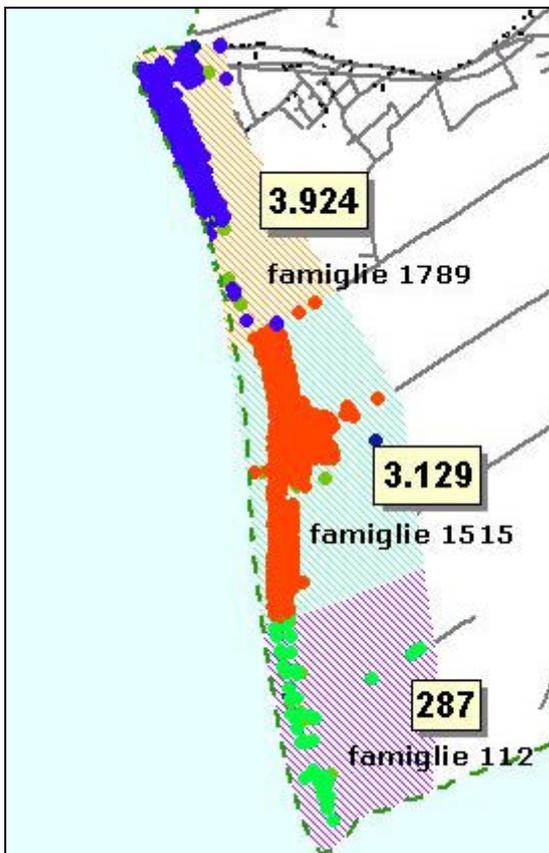
**Tabella 3:** variazione della popolazione tra il 2004 ed il 2033

Nell’ipotesi ritenuta più probabile (Ipotesi Centrale) il comune di Pisa dovrebbe registrare nei prossimi 30 anni una diminuzione pari al 0.3% all’anno, corrispondente ad una riduzione pari a poco meno di 10,000 abitanti.

La *figura 4* illustra l’attuale distribuzione della popolazione residente nelle località Marina di Pisa (campitura marrone), Tirrenia (campitura celeste), Calambrone (campitura viola). Come si può notare nell’area di Marina di Pisa sono residenti poco meno di 4000

abitanti, a Tirrenia circa 3100, mentre a Calambrone 287. Mediamente ogni famiglia è composta da 2,15 unità. L'assetto edilizio di Marina di Pisa è strutturato da 5.228 abitazioni distribuite su un totale di 2.104 edifici.

La densità abitativa del Comune di Pisa è pari a 460 abitanti / Km<sup>2</sup>, mentre quella provinciale si attesta al valore 150 abitanti / Km<sup>2</sup>.



**Figura 4:** distribuzione delle famiglie e popolazione media residente sul litorale pisano (Fonte: [www.comune.pisa.it](http://www.comune.pisa.it))

Per quanto concerne le attività lavorative degli abitanti di Pisa, è stato possibile stimare che il numero complessivo di occupati è pari a 35.650 unità (cfr. figure 5 e 6). Il settore lavorativo più presente è quello dei servizi e del commercio, seguito dall'industria e dall'agricoltura.

Il reddito medio nel Comune di Pisa è pari ad €21.000,00 dunque, leggermente superiore reddito medio regionale che è pari a €20.805,00.

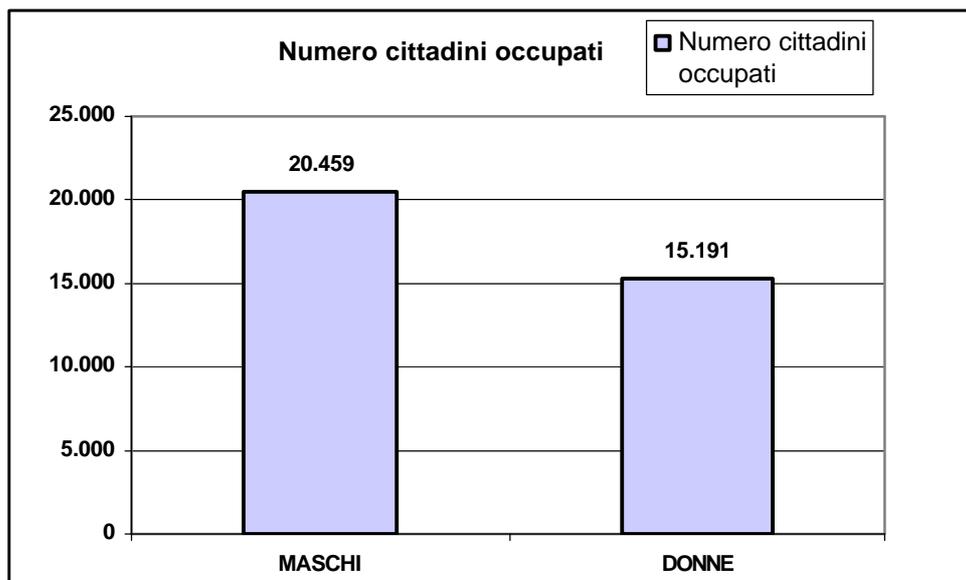


Figura 5: distribuzione per sesso dell'occupazione – Comune di Pisa

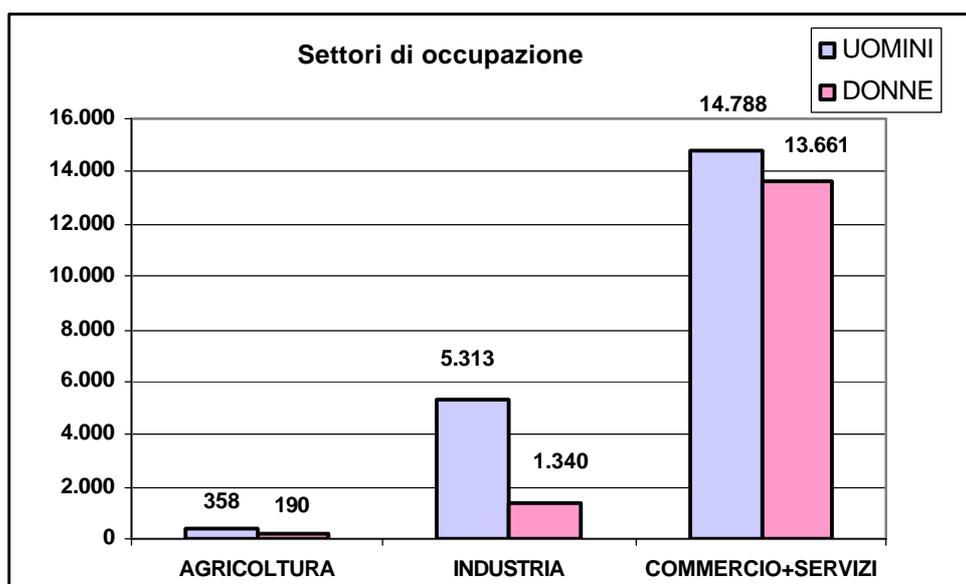


Figura 6: distribuzione dell'occupazione per settori produttivi - Comune di Pisa

Il parco veicolare del Comune di Pisa è costituito da 130.385 veicoli; i tassi di motorizzazione sono pari a 146 veicoli ogni 100 abitanti (1,46 veicoli per cittadino), e 63,9 auto private ogni 100 abitanti. Nell'area comunale sono individuabili 7.300 parcheggi di cui 2.500 dislocati in periferia.

Il numero complessivo di spostamenti è pari a 100.000 nell'intervallo temporale compreso tra le 7:00 e le 20:00.

#### **4 *Rilievi di traffico ed elaborazioni***

Data l'importanza dell'opera, la valutazione degli effetti generati sul territorio<sup>6</sup> (a partire dal momento della messa in esercizio del nuovo porto turistico), necessita della puntuale osservazione della domanda di trasporto passata e presente connessa alla dotazione viaria attualmente in esercizio.

Gli indici sintetici atti a stimare i volumi di traffico su tutte le arterie ritenute rilevanti per il presente studio, sono stati determinati a partire dalle analisi di traffico reperibili nel Piano Urbano del Traffico del Comune di Pisa (e dai rilievi all'uopo eseguiti), dai rilievi condotti nell'anno 2002 dalla Provincia di Pisa sulle rete stradale provinciale, e da rilievi integrativi effettuati nel mese di luglio 2005 su alcune strade urbane.

In definitiva il patrimonio conoscitivo disponibile nell'ambito sia del "bacino" a cui l'intervento deve essere riferito (macro-area), sia delle aree più direttamente interessate dalla localizzazione fisica della nuova infrastruttura (micro-area), è composto da:

- ✓ Piano Urbano del Traffico, anno 2002;
- ✓ Indagine sui flussi di traffico sulla rete stradale della Provincia di Pisa, anno 2002;
- ✓ Rilievi di traffico in ambito urbano, anno 2005;

Generalmente per la valutazione del TGMA può essere usato l'approccio metodologico basato sulla *formula di Ginevra*, adottato, per altro, da diversi Enti come l'ANAS, in occasione dei censimenti della circolazione stradale. Tale metodo prevede innanzi tutto il raggruppamento dei veicoli nelle categorie seguenti:

- 1- Velocipedi a 2 o 3 ruote;
- 2- Ciclomotori a 2 o 3 ruote;
- 3- Motoveicoli a 2 o 3 ruote;
- 4- Autovetture fino a 9 posti a sedere (compresi i rimorchi)
- 5- Autocarri leggeri e motocarri con portata utile fino a 15 q.li con cassone, furgonati e commerciali;

---

<sup>6</sup> In genere si fa riferimento all'*impatto diretto* (vale a dire l'effetto economico generato da tutte le attività che hanno un legame stringente e spesso biunivoco con l'infrastruttura di trasporto), all'*impatto indiretto* (cioè l'effetto economico generato sulle attività collegate solo indirettamente all'infrastruttura in quanto al servizio dei suoi utilizzatori finali), all'*impatto indotto* (ovvero generato dagli effetti moltiplicativi degli impatti diretti ed indiretti).

- 6- Autocarri senza rimorchio con portata utile eccedente i 15 q.li a 2 o 3 assi;
- 7- Autotreni ed autoarticolati- trattori con rimorchio semirimorchio a 2 o 3 assi;
- 8 – Macchine speciali (rulli compressori, sgombraneve, livellatrici, ecc..9
- 9- Autobus, filobus ed autosnodati;
- 10- Carri a trazione animale.

I rilevamenti estesi a tutto l’anno sono distribuiti in differenti giornate feriali e festive sia nel periodo diurno (D) che in quello notturno (N), secondo, ad esempio, lo schema presentato nella tabella seguente:

CODICE	GIORNATA SETTIMANA	TIPO RILEVAMENTO	CODICE RILEVAMENTI NOTTURNI
A	DOMENICA (Inverno)	D	
B	LUNEDI' (Inverno)	DN	NB
C	SABATO (Primavera)	D	
D	VENERDI' (Primavera)	DN	ND
E	DOMENICA (Primavera)	D	
F	GIOVEDI' (Primavera)	D	
G	MERCOLEDI' (Primavera)	DN	NG
H	MARTEDI' (Estate)	DN	NH
I	DOMENICA (Estate)	DN	NI
J	MARTEDI' (Estate)	D	
K	SABATO (Estate)	DN	NK
L	DOMENICA (Autunno)	D	
M	GIOVEDI' (Autunno)	D	
N	VENERDI' (Autunno)	D	

**Tabella 4:** schema dei rilievi ANAS usato per il censimento di traffico

Con riferimento alla *tabella 4*, i valori medi sono calcolati con le seguenti relazioni:

$$TGMA = \frac{1}{28} \cdot (A + C + E + I + K + L) + \frac{1}{4} \cdot (D + F + G + H + J) + \frac{1}{7} (B + M + N) + \frac{1}{6} \cdot (NB + ND + NG + NH + NI + NK)$$

La formula è basata sul presupposto che la media settimanale della circolazione diurna nella stagione Primavera- Estate (da aprile a settembre) possa ritenersi uguale a:

$$(D + F + G + H + J) + \left(\frac{C + K}{2}\right) + \left(\frac{E + I}{2}\right)$$

Al fine di ottenere una maggiore precisione il sabato e la domenica sono censiti due volte, mentre per la settimana Autunno-Inverno la media diurna può ottenersi con la relazione:

$$6 \cdot \left( \frac{B + M + N}{3} \right) + \left( \frac{A + L}{2} \right)$$

Le giornate di lunedì (B), di giovedì (M) e venerdì (N), sono considerate uguali a tutte le altre giornate feriali oltre le domeniche. In tal modo il valore medio diurno della circolazione in una settimana qualsiasi dell'anno risulta:

$$\frac{1}{2} \cdot \left( D + F + G + H + J + \frac{C + K}{2} + \frac{E + I}{2} + 6 \cdot \frac{B + M + N}{3} + \frac{A + L}{2} \right)$$

Dividendo per 7 tale valore è ricavabile la *media giornaliera diurna*. Per il *valore medio notturno*, i valori totali ricavati sono invece divisi per sei (essendo sei le notti di rilevamento indicate in *tabella 10*) e cioè:

$$\frac{1}{6} \cdot (NB + ND + NG + NH + NI + NK)$$

La media complessiva nelle 24 ore è espressa dalla somma dei valori ottenuti con le due precedenti formule.

Le considerazioni appena svolte valgono nel caso in cui il campionamento è completo. Se alcuni dati vengono perduti, o il campionamento risulta incompleto, non è possibile applicare la formula di Ginevra, e dunque, occorre stimare il TGMA a partire dai dati a disposizione utilizzando opportune relazioni funzionali scelte *ad hoc*.

Per la corretta applicazione della formula di Ginevra, la struttura dei rilievi deve essere articolata, per le singole postazioni in cui va determinato il traffico giornaliero medio, in 23 giornate così composte:

- ✓ 16 diurne;
- ✓ 7 notturne;

Per ciascuna giornata si dovrebbe disporre di 12 determinazioni orarie, ed in particolare:

- ✓ per quelle diurne, dalle 7:00 alle 19:00;
- ✓ per quelle notturne, dalle 19:00 alle 7:00.

In tal modo la dimensione del campione è complessivamente costituito da 276 ore di rilievo (23x12), pari a più del 3% dell'insieme delle ore dell'anno.

Il calendario, basato sul metodo di Ginevra, prevede una netta distinzione:

- ✓ fra le ore del giorno e quelle della notte;

- ✓ fra i diversi giorni della settimana, considerando separatamente ciò che accade la domenica, il sabato, il lunedì, ed il venerdì, e raggruppando insieme i giorni feriali, da martedì a giovedì.

Tale articolazione del calendario risponde ad un criterio di stratificazione in buon accordo con l'andamento multiperiodico del fenomeno:

- ✓ con breve periodo, relativamente alle ore del giorno;
- ✓ con lungo periodo, relativamente ai mesi dell'anno;
- ✓ con periodo intermedio, dato dai giorni della settimana.

In definitiva la struttura dei rilevamenti diurni (dalle 7:00 alle 19:00) prevede per il periodo autunno – inverno (da ottobre a marzo), come pure per quello di primavera-estate (da aprile a settembre):

- ✓ due giornate di sabato (**a,o**) ed (**e,h**);
- ✓ due giornate di domenica (**b,p**) ed (**f,n**);
- ✓ una giornata di lunedì (**c**) ed (**i**);
- ✓ una giornata di venerdì (**r**) ed (**n**);
- ✓ due giornate feriali, da martedì (**d,q**) a giovedì (**g,i**).

Per quanto riguarda i rilevamenti notturni (dalle ore 19:00 alle 7:00 del giorno successivo) si hanno:

- ✓ tre rilevamenti nel periodo autunno – inverno, ricadenti in giornate di lunedì, domenica e giovedì (**dN, oN, pN**);
- ✓ quattro rilevamenti nel periodo primavera – estate in giornate di lunedì, giovedì, sabato e domenica (**fN, gN, hN, nN**).

A partire dai rilevamenti è possibile calcolare le componenti stagionali ed il traffico giornaliero medio. Le quattro componenti stagionali sono:

**PED** = TGM diurno di *primavera - estate* (elaborando i rilievi delle giornate **e,f,g,h,i,l,m,n**);

**AID** = TGM diurno di *autunno – inverno* (elaborando i rilievi delle giornate **a,b,c,d,o,p,q,r**);

**PEN** = TGM notturno di *primavera – estate* (elaborando i rilievi delle giornate **fN, gN, hN, nN**);

**AIN** = TGM notturno di *autunno – inverno* (giornate **dN, oN, pN**).

Nel caso in cui il campionamento temporale è incompleto ed è possibile determinare soltanto alcune delle quattro componenti stagionali, si può in ogni caso risalire, con una certa approssimazione, al TGMA. E' stata infatti, evidenziata<sup>7</sup> la possibilità di porre in essere una relazione empirica tra dette macrocomponenti e il traffico giornaliero medio (cfr. *tabella 5*).

VARIABILE	1985		1990	
	media	s.q.m	media	s.q.m
PED/TGMA	73,35	7,18	74,66	7,12
AID/TGMA	69,65	8,07	72,37	8,29
PEN/TGMA	30,53	5,84	30,39	6,88
AIN/TGMA	26,3	4,48	22,47	5,03

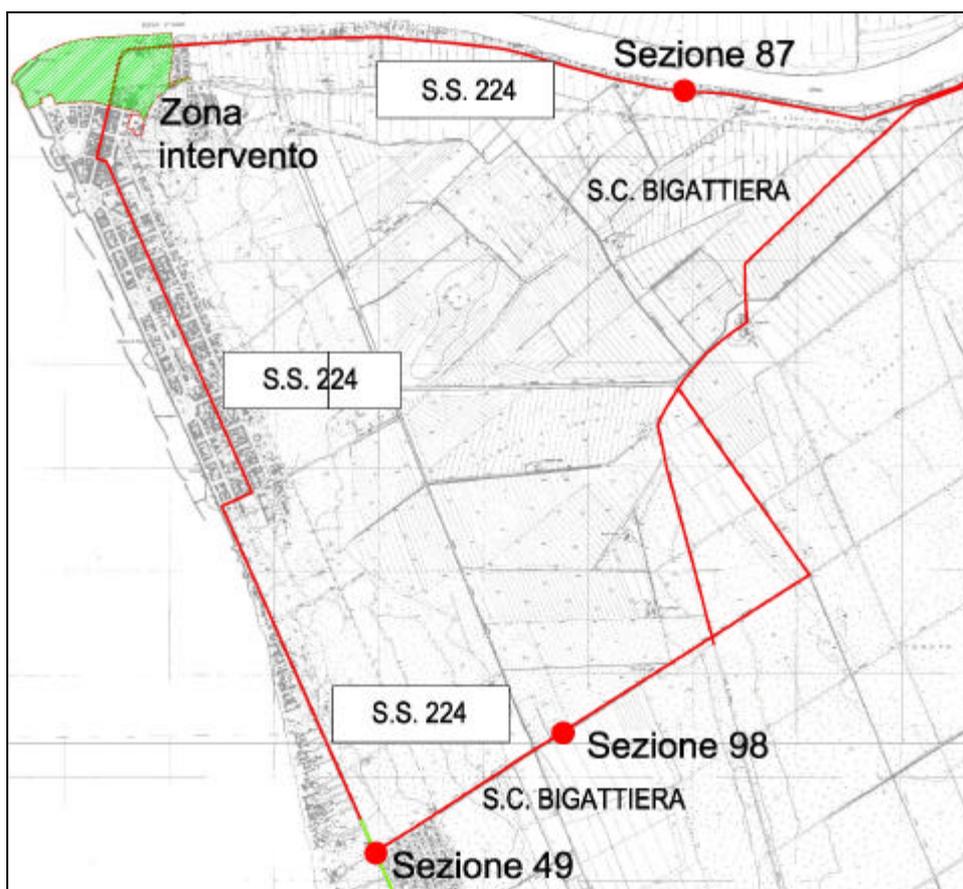
**Tabella 5:** parametri statistici delle distribuzioni delle componenti del TGMA espresse come percentuale del traffico giornaliero medio

---

<sup>7</sup> L. Bruno, B. Celauro, C. Delfino, O. Giuffè, "Criterio per la stima del TGMA da censimenti della circolazione con campionamento temporale incompleto, Q.N. 13, Istituto di costruzioni stradali, Università degli Studi di Palermo.

#### 4.1 Rilievi urbani ed extraurbani

In questo paragrafo sono riportati gli esiti dei rilievi di traffico condotti nel corso dell'anno 2002 e dell'anno 2005. I dati sono stati trattati in modo da ottenere grafici atti alla valutazione immediata dei valori assunti dai volumi di traffico nelle giornate in cui sono stati effettuati i conteggi per le diverse sezioni di rilievo. Le sezioni prese in esame sono le n. 87, 88 (non è segnata nella mappa) e 49, localizzate sulla *Ex SS 224* e la sezione n. 98 piazzata sulla Strada Comunale Bigattiera. La posizione delle stesse sezioni permette di valutare il traffico complessivo "da e per" Marina di Pisa. Infatti, la sezione n. 87 si trova lungo il tronco di statale compreso tra Pisa e Marina, la n. 49 sulla *Ex S.S. 224* tra Marina e Tirrenia, mentre la 88 (a sud della figura 7), sempre localizzata sulla *Ex S.S. 224*, tra Calambrone e Livorno; infine, la sezione n. 98 offre il modo di potere osservare compiutamente come si ripartisce il traffico sull'anello stradale formato dal tratto extraurbano della *Ex S.S. 224*, dal tratto urbano della stessa *Ex S.S. 224* e dal S.C. Bigattiera (cfr. figura 7).



**Figura 7:** inquadramento territoriale con individuazione delle sezioni di rilievo

L'esito dei conteggi di traffico condotti durante l'anno 2002 per le sezioni di rilievo precedentemente menzionate è riportato nelle seguenti figure:

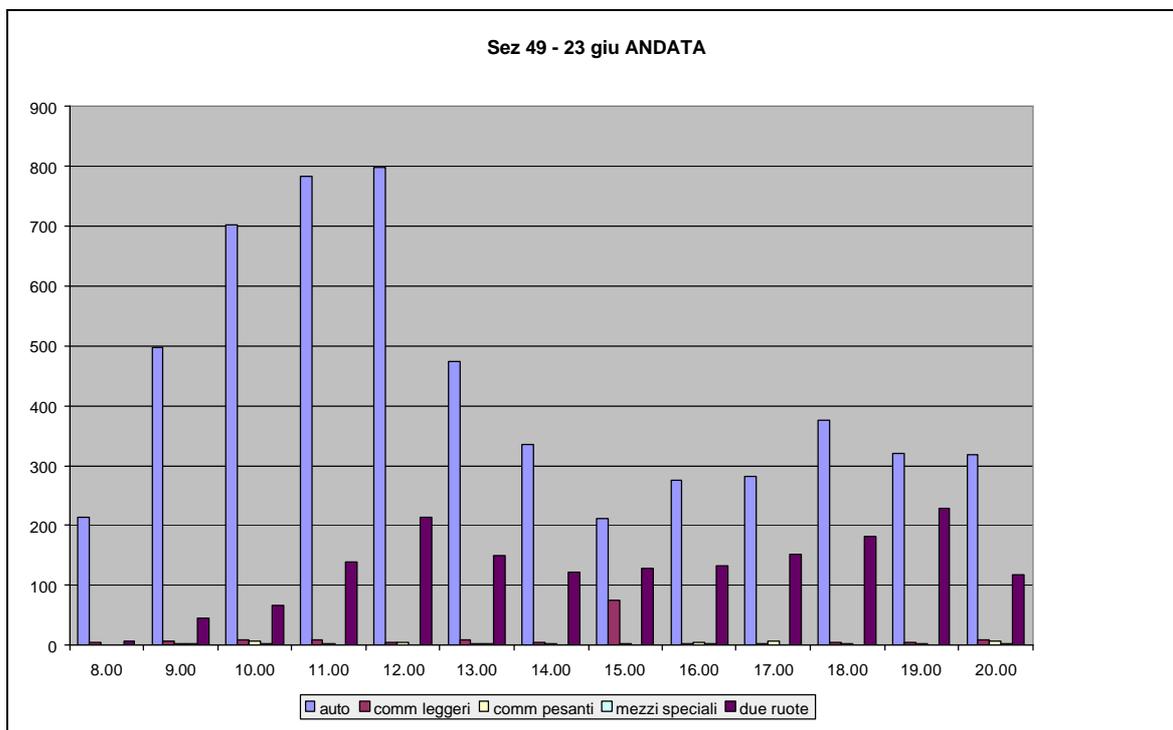


Figura 8: rilievi di traffico sezione 49 - 2002

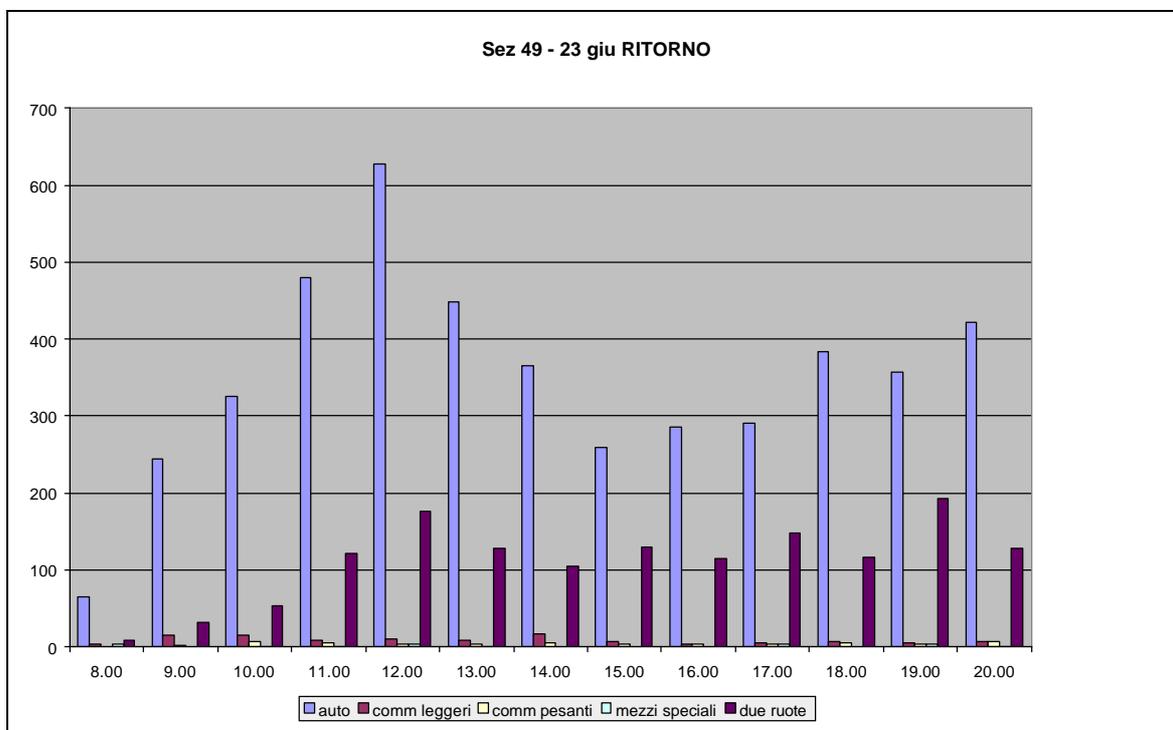


Figura 9: rilievi di traffico sezione 49 - 2002

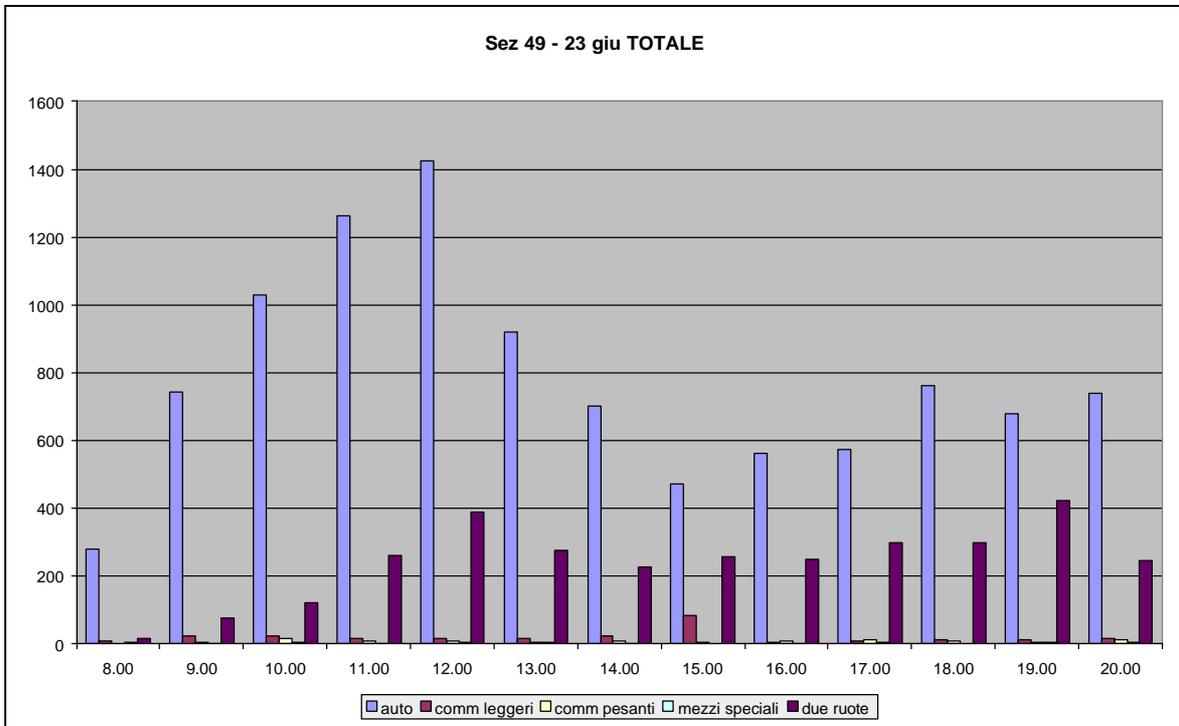


Figura 10: rilievi di traffico sezione 49 - 2002

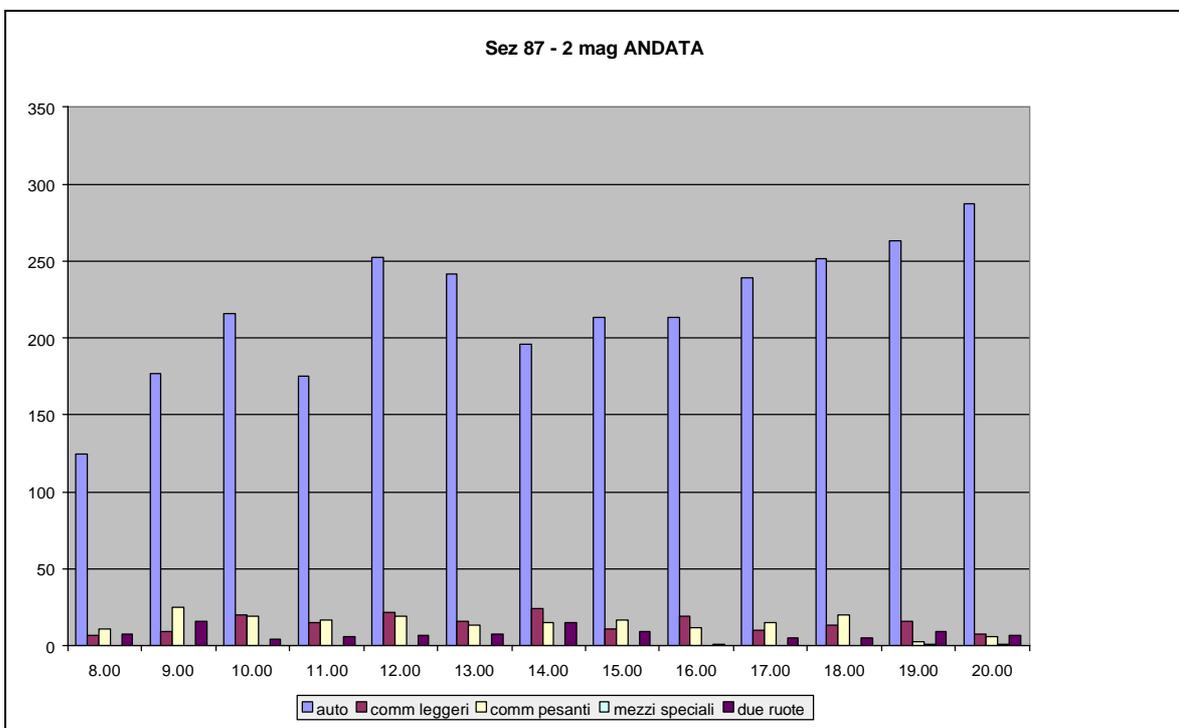


Figura 11: rilievi di traffico sezione 87 -2002

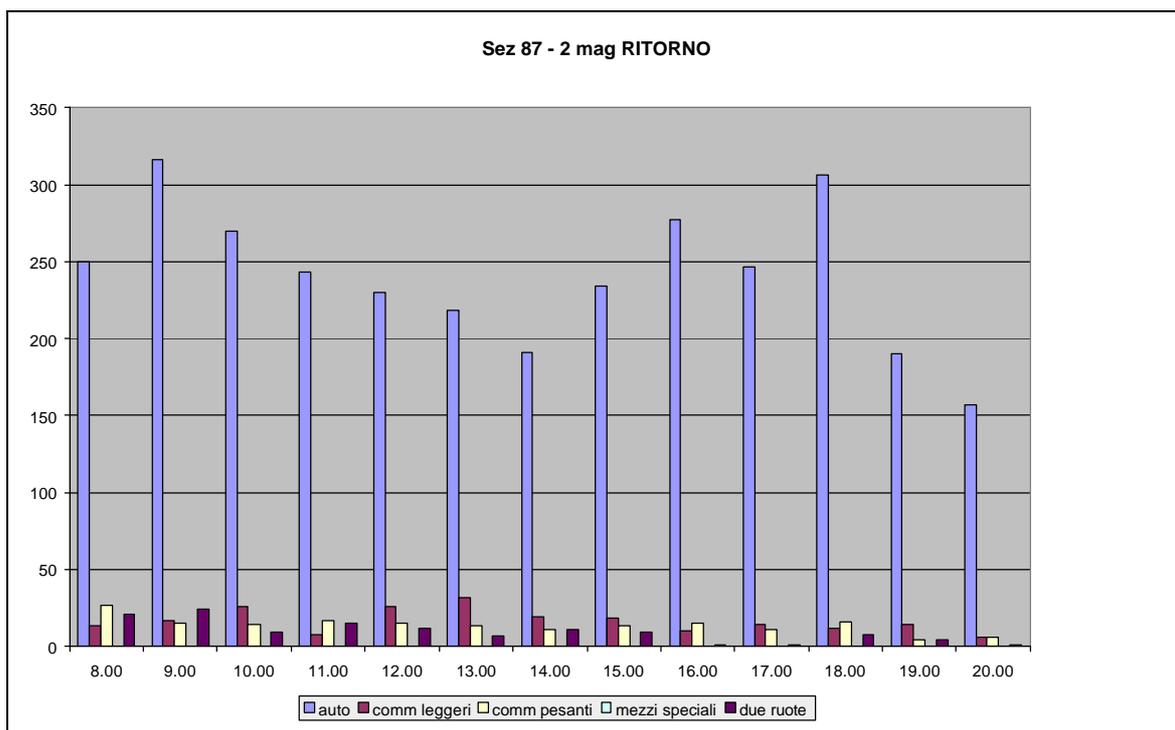


Figura 12: rilievi di traffico sezione 87 -2002

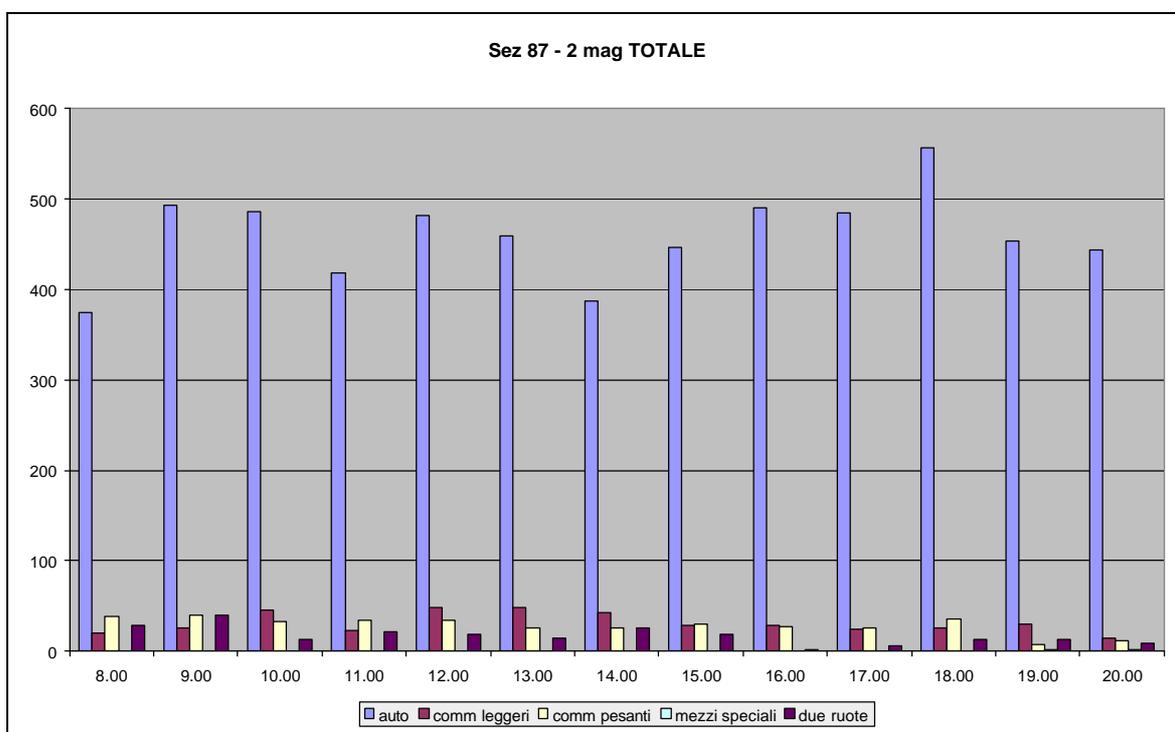


Figura 13: rilievi di traffico sezione 87 -2002

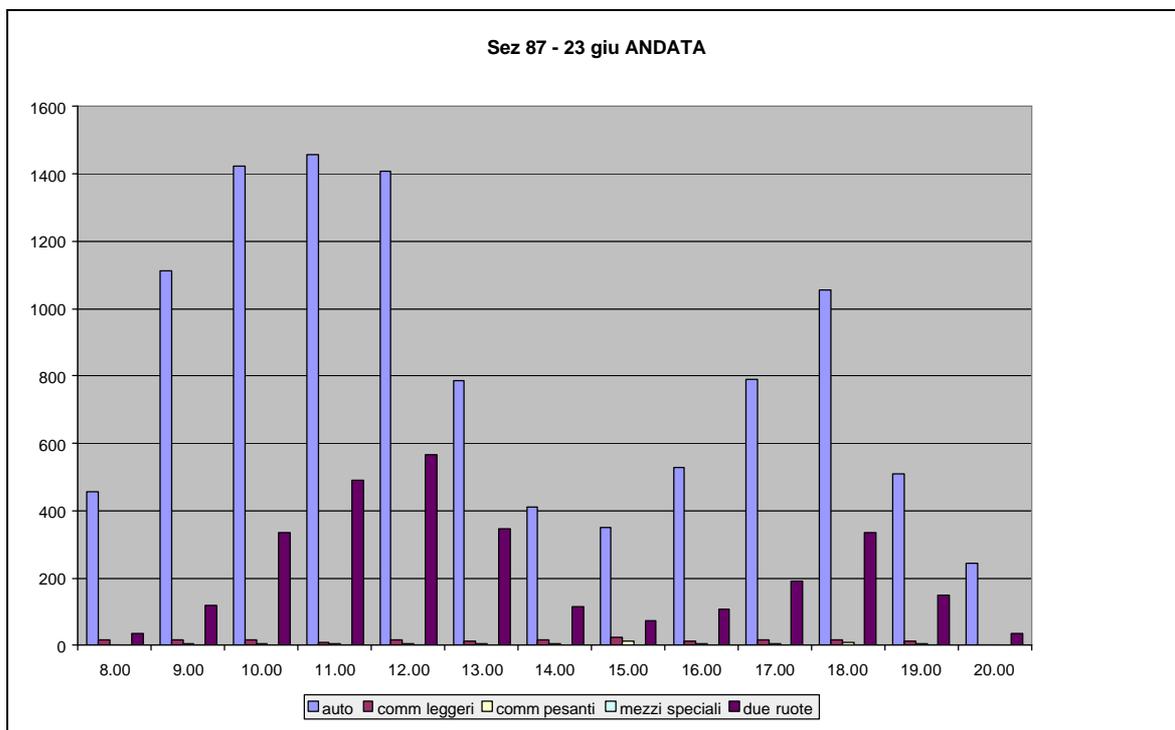


Figura 14: rilievi di traffico sezione 87 -2002

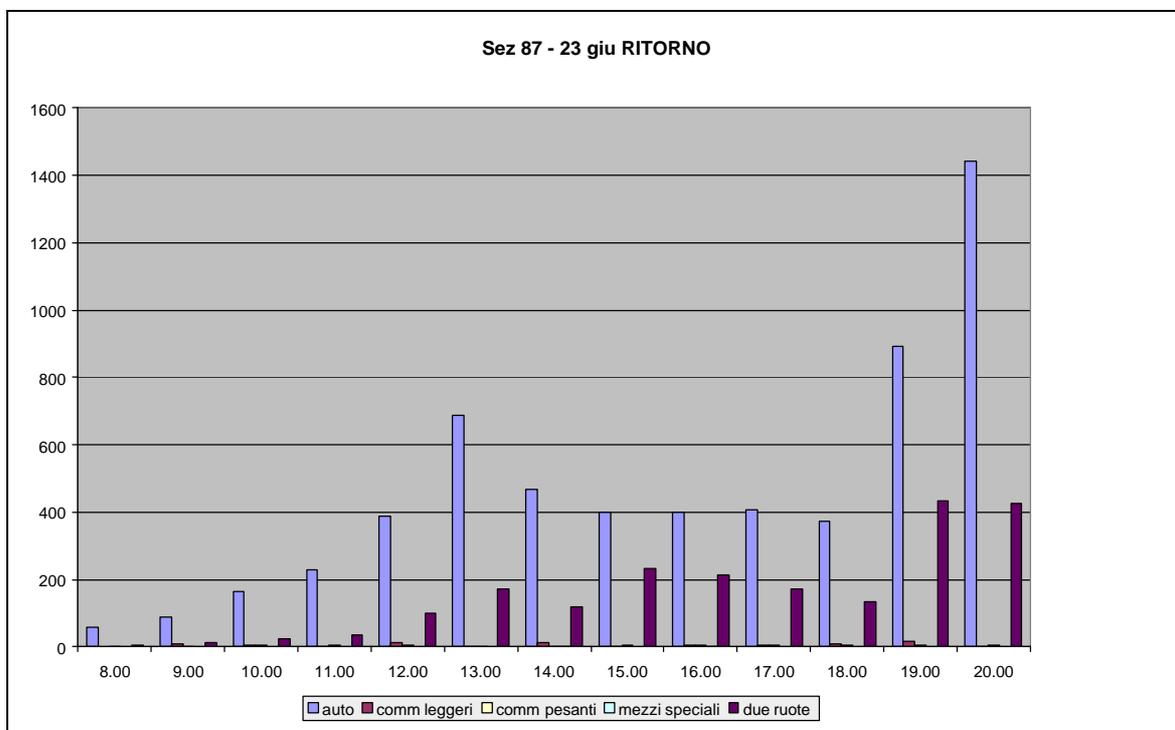


Figura 15: rilievi di traffico sezione 87 -2002

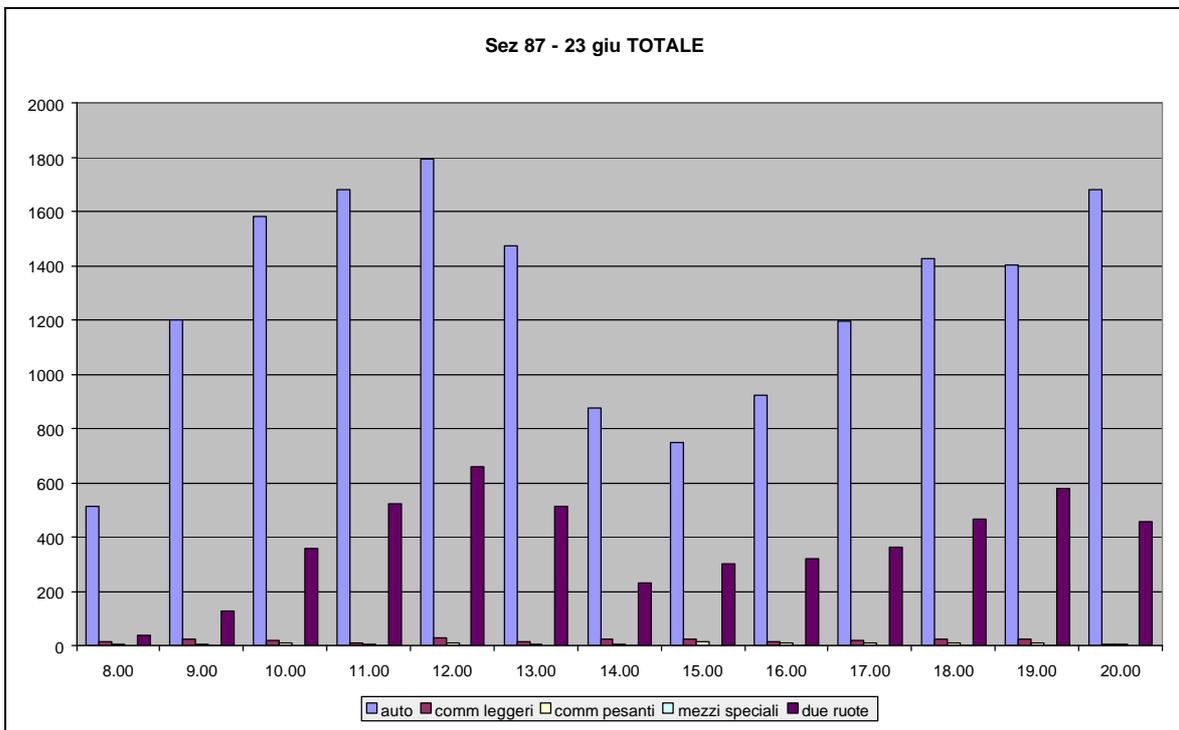


Figura 16: rilievi di traffico sezione 87 -2002

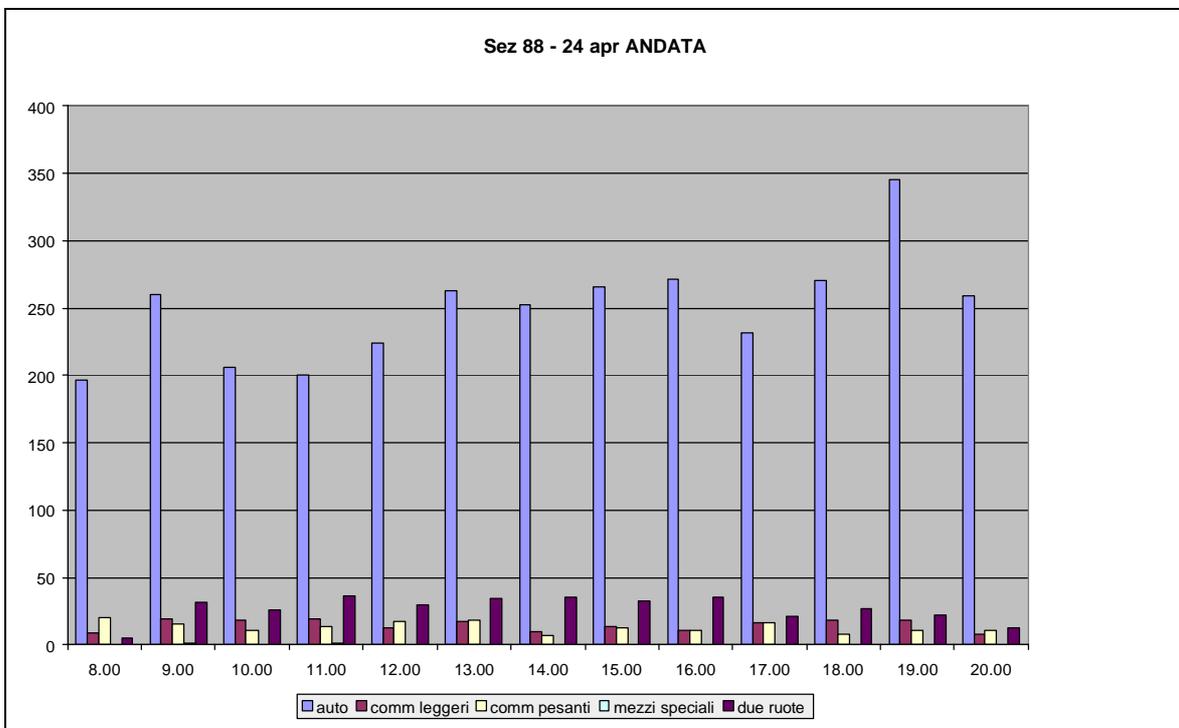


Figura 17: rilievi di traffico sezione 88 -2002

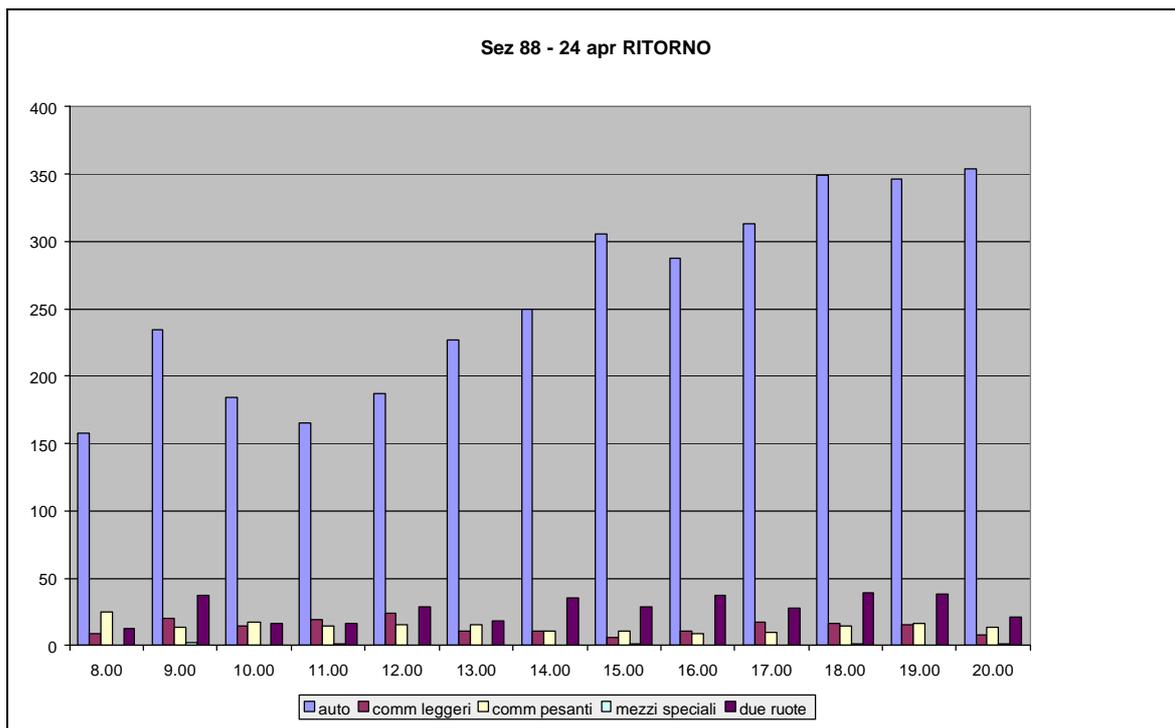


Figura 18: rilievi di traffico sezione 88 -2002

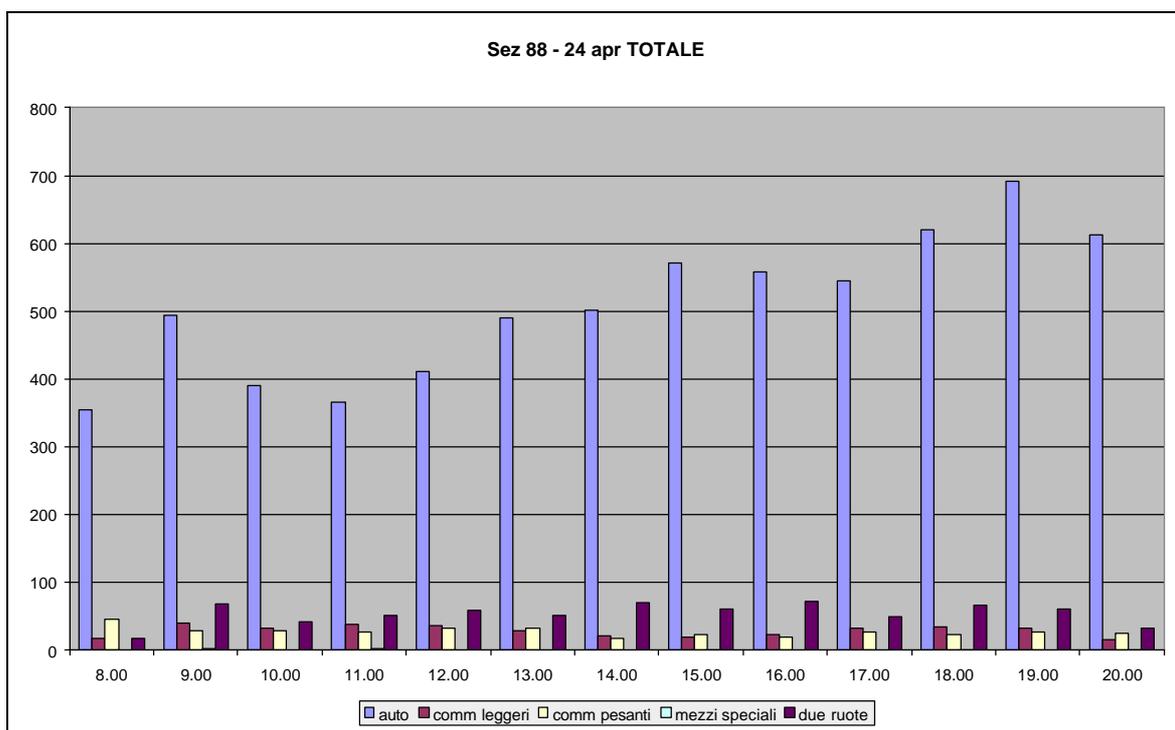


Figura 19: rilievi di traffico sezione 88 -2002

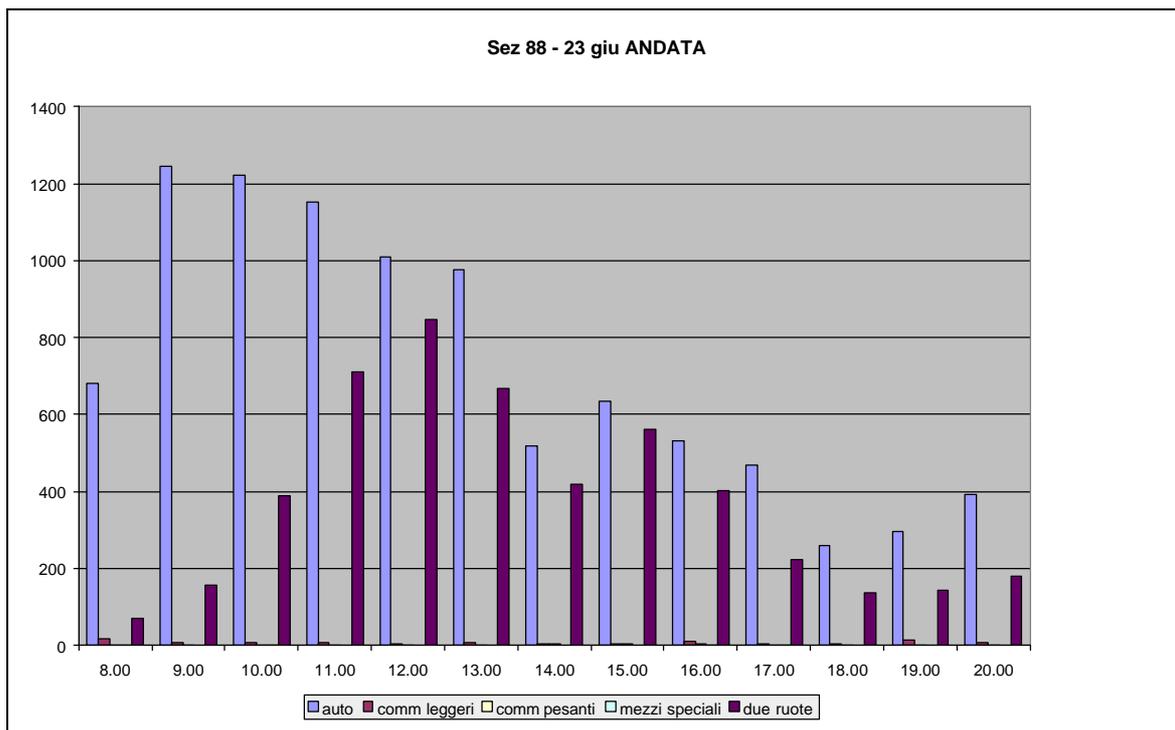


Figura 20: rilievi di traffico sezione 88 -2002

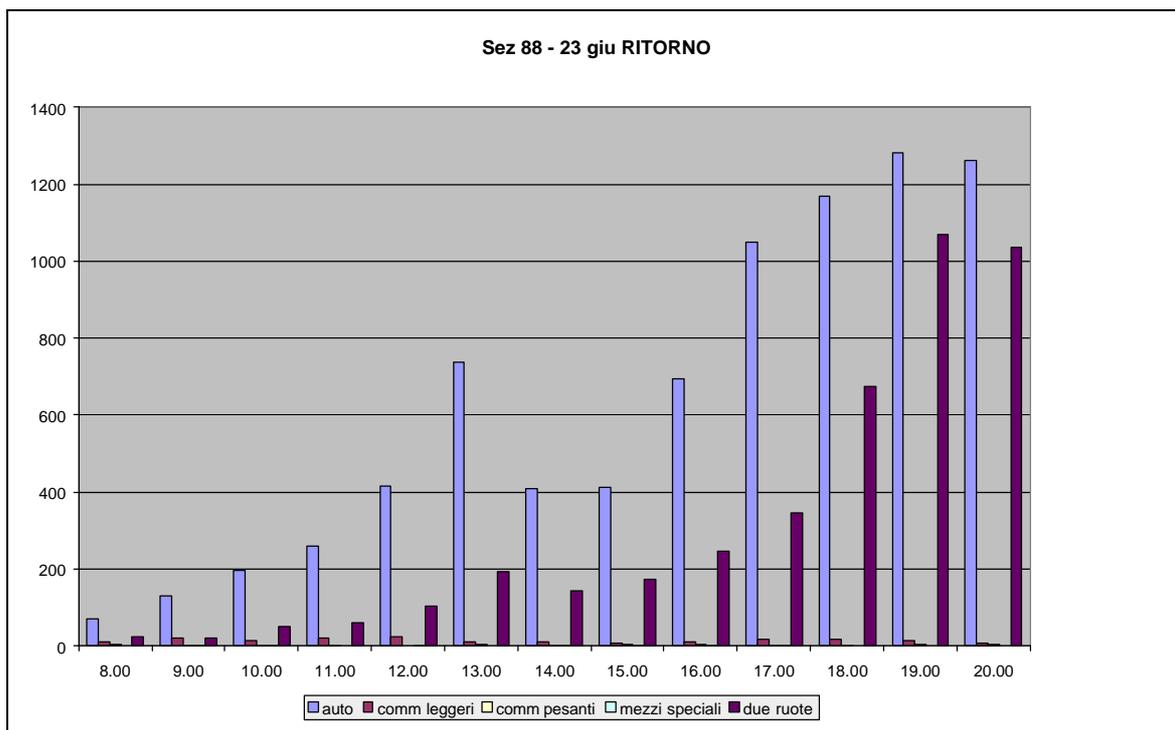


Figura 21: rilievi di traffico sezione 88 -2002

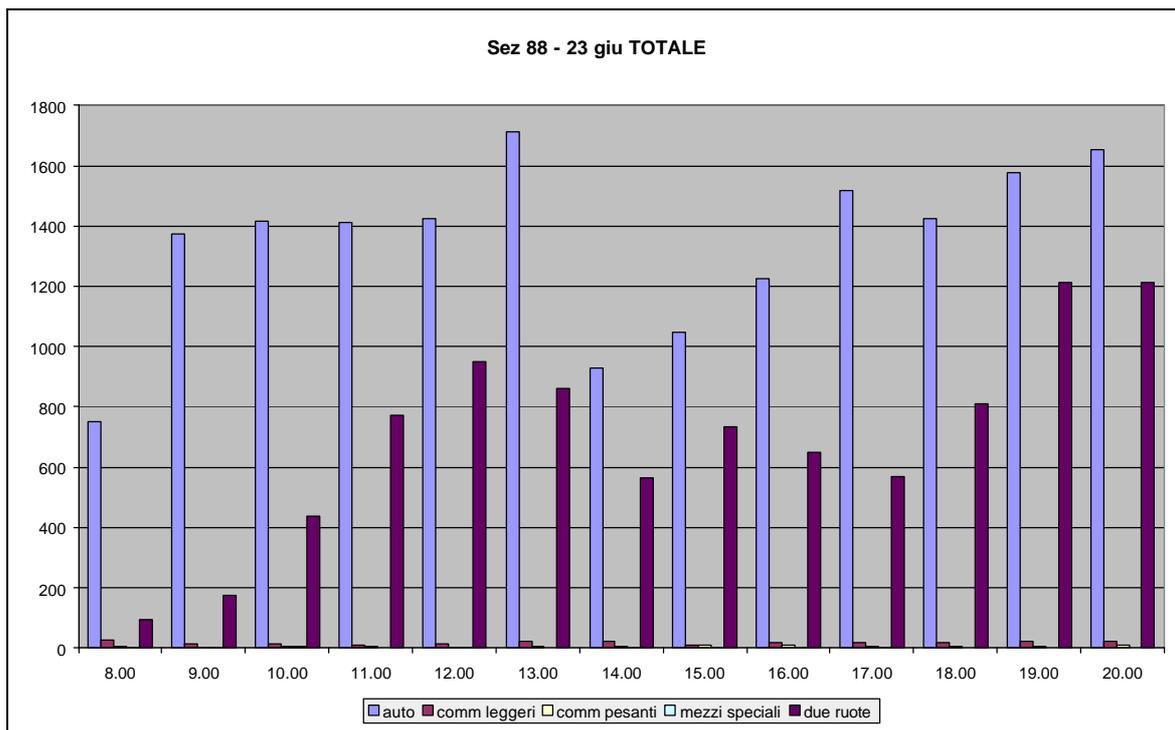


Figura 22: rilievi di traffico sezione 88 -2002

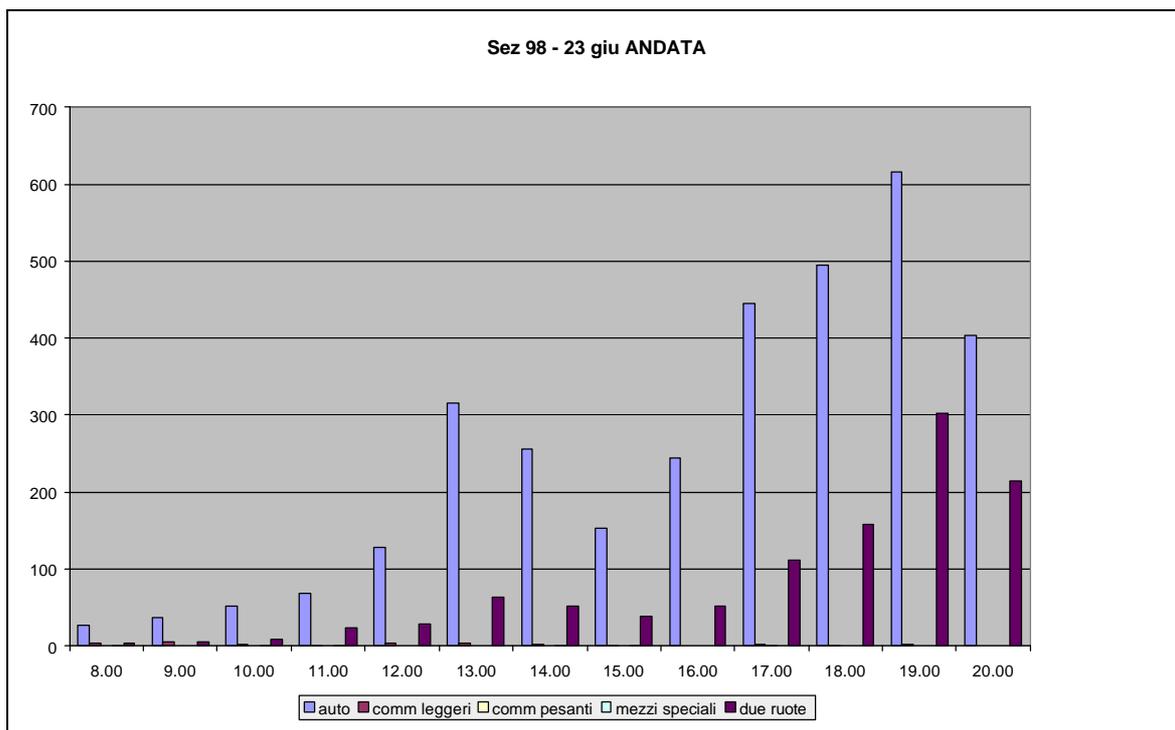


Figura 23: rilievi di traffico sezione 98 -2002

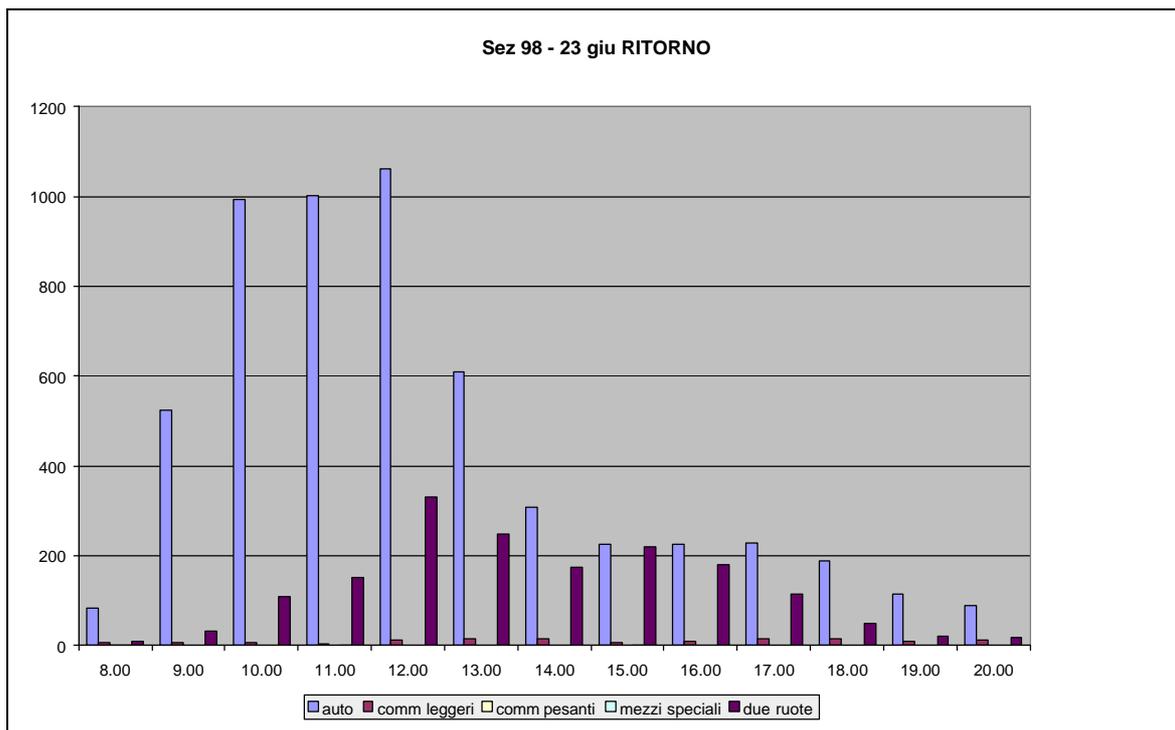


Figura 24: rilievi di traffico sezione 98 -2002

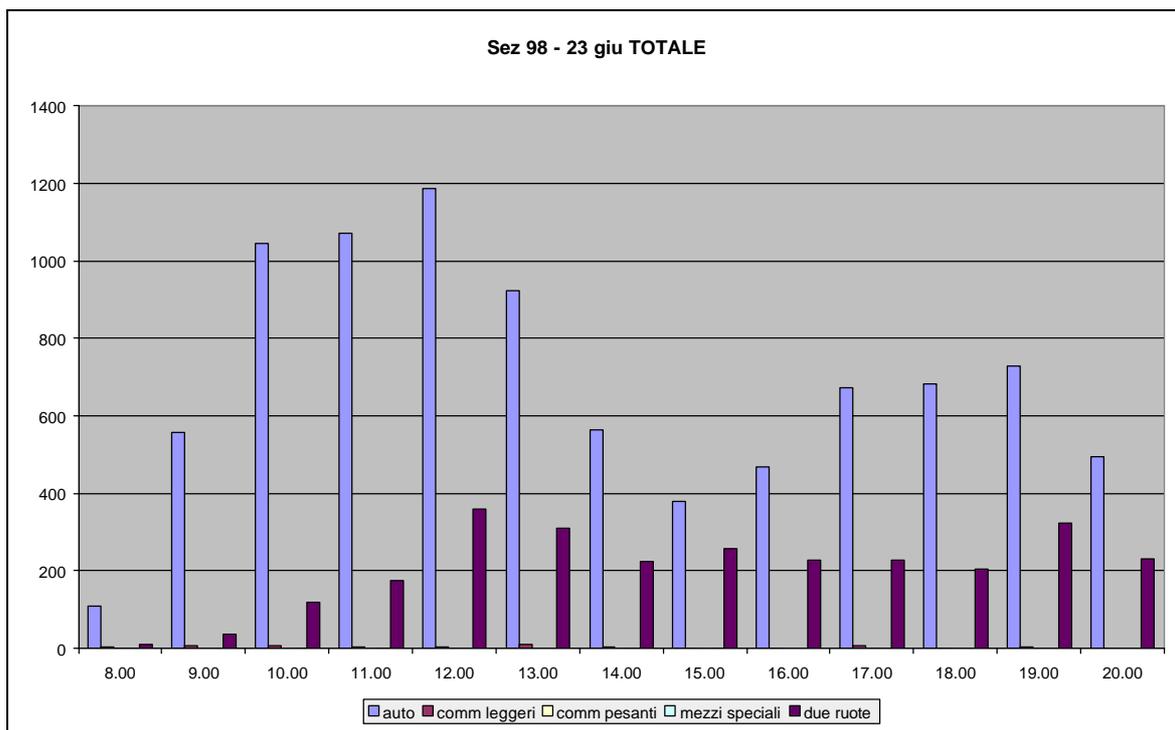
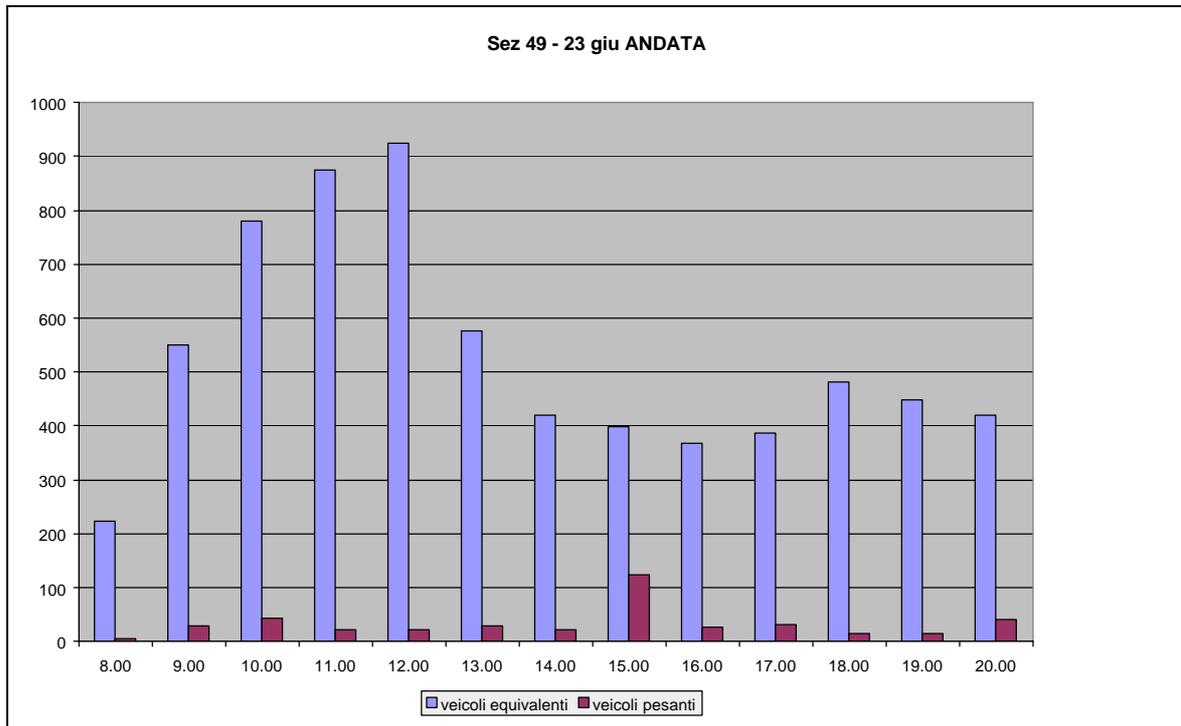
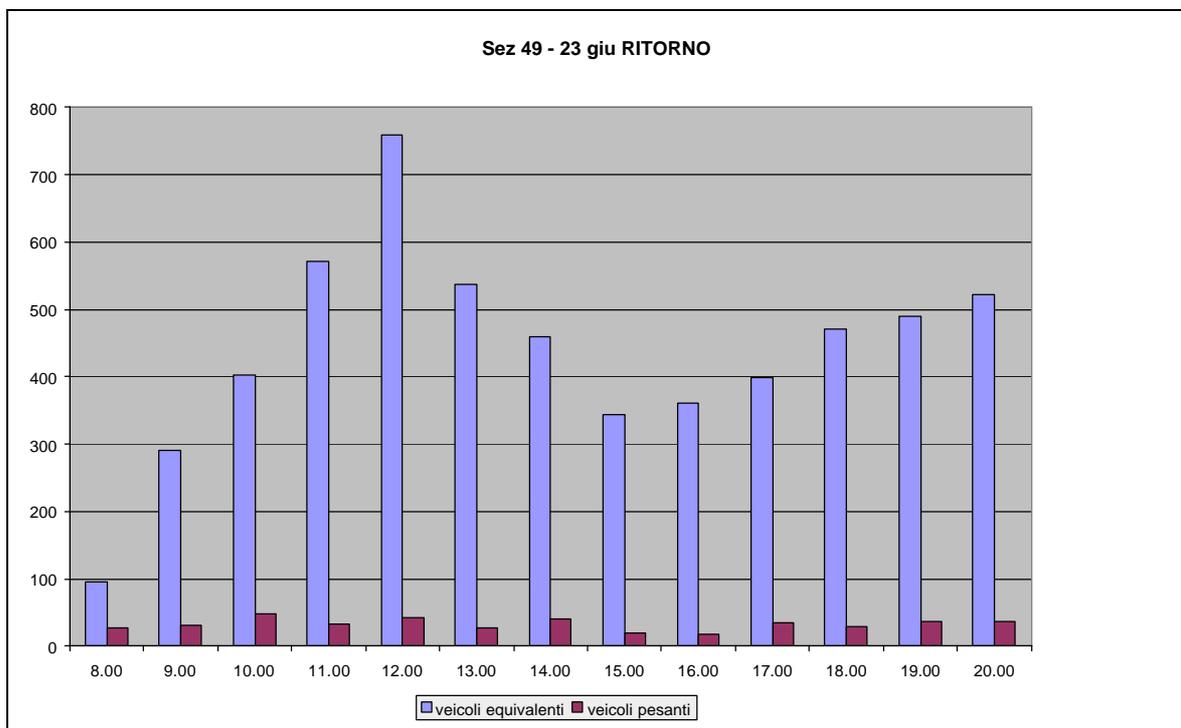


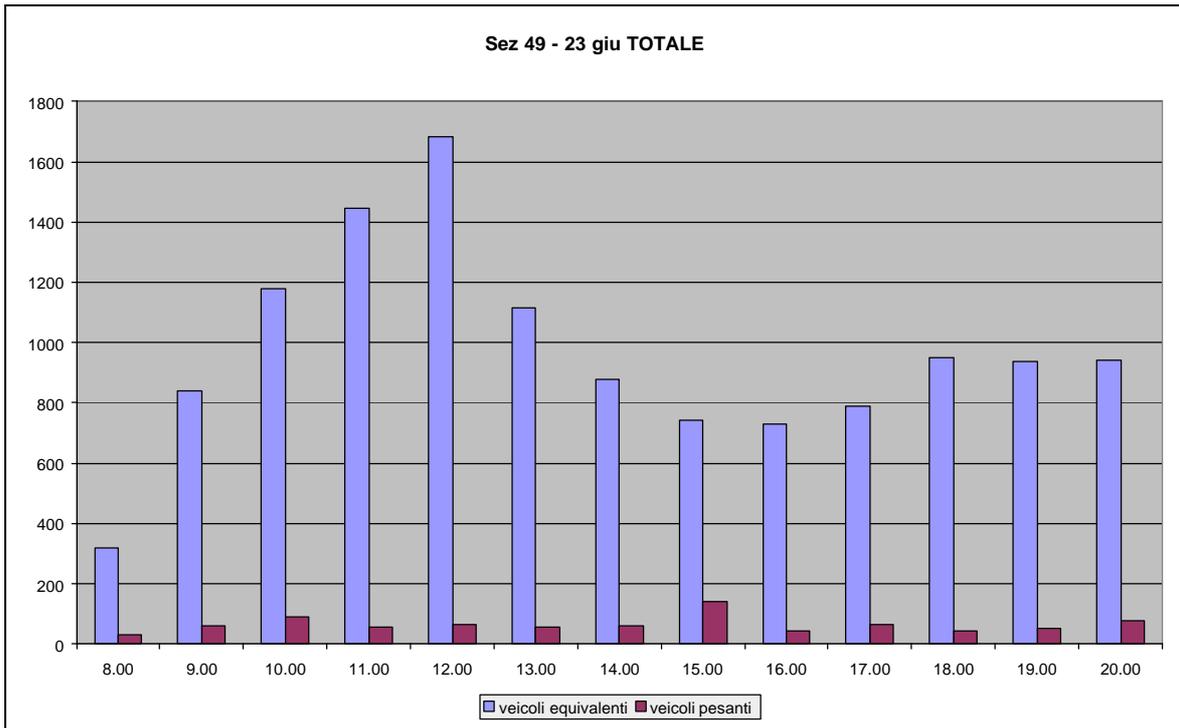
Figura 25: rilievi di traffico sezione 98 -2002



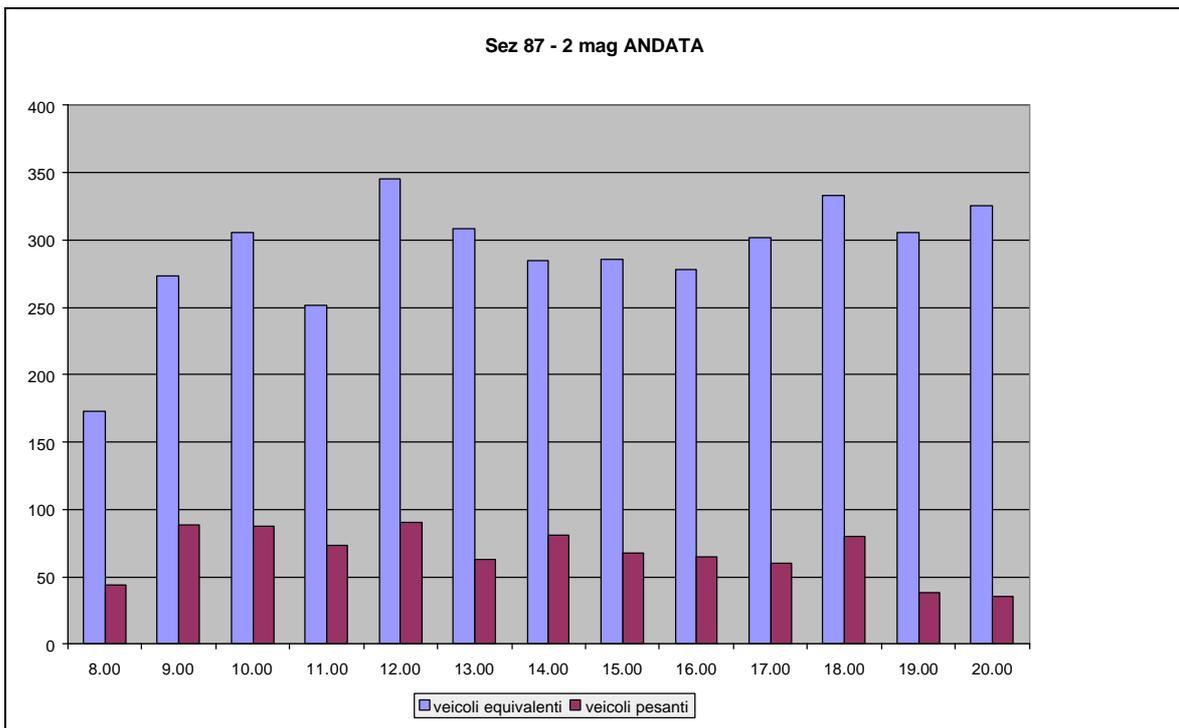
**Figura 26:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 49



**Figura 27:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 49



**Figura 28:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 49



**Figura 29:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 87

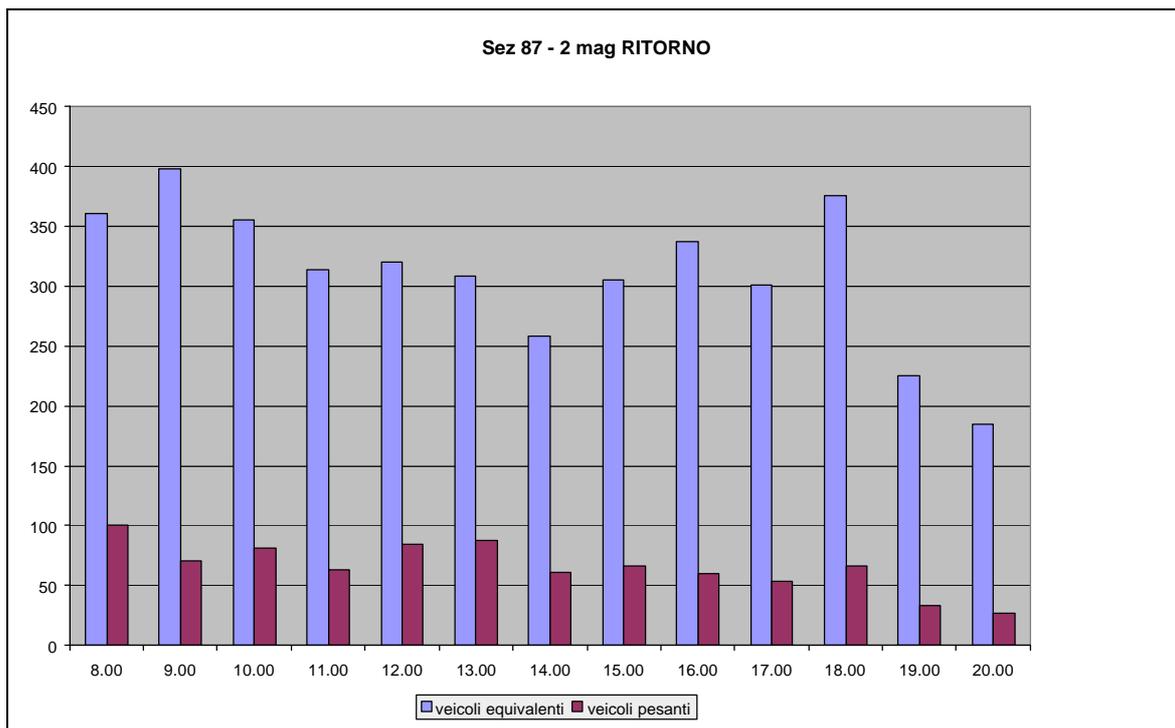


Figura 30: veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 87

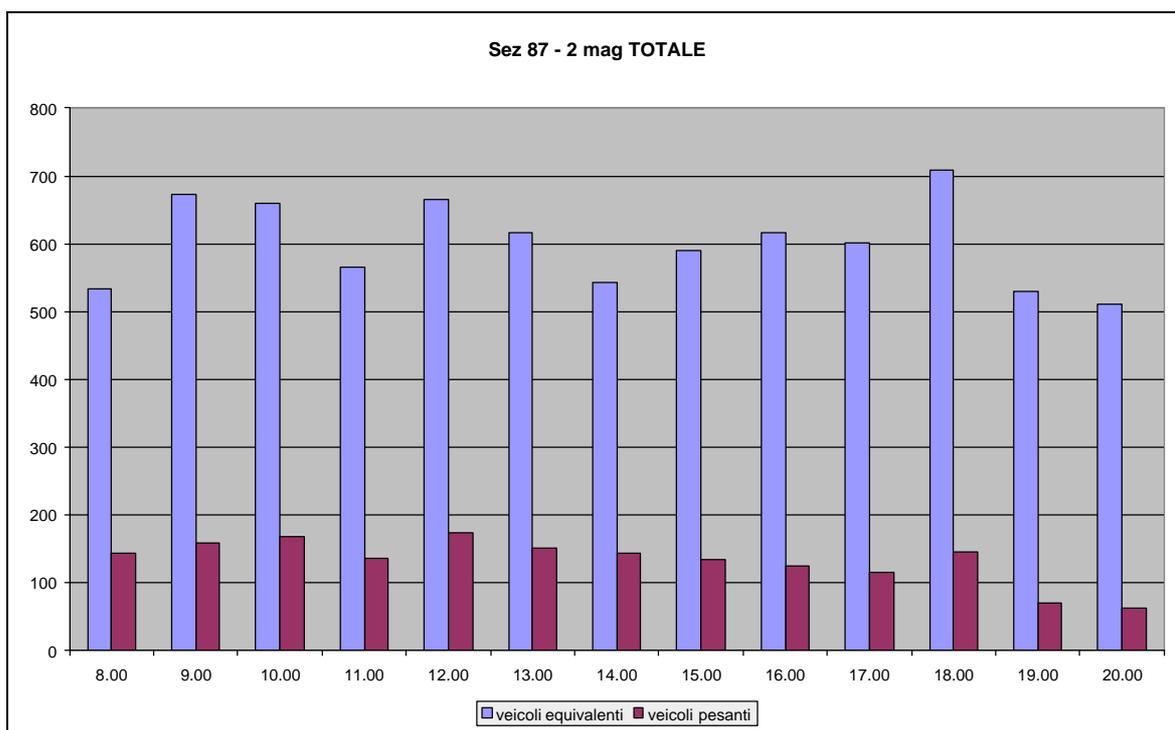
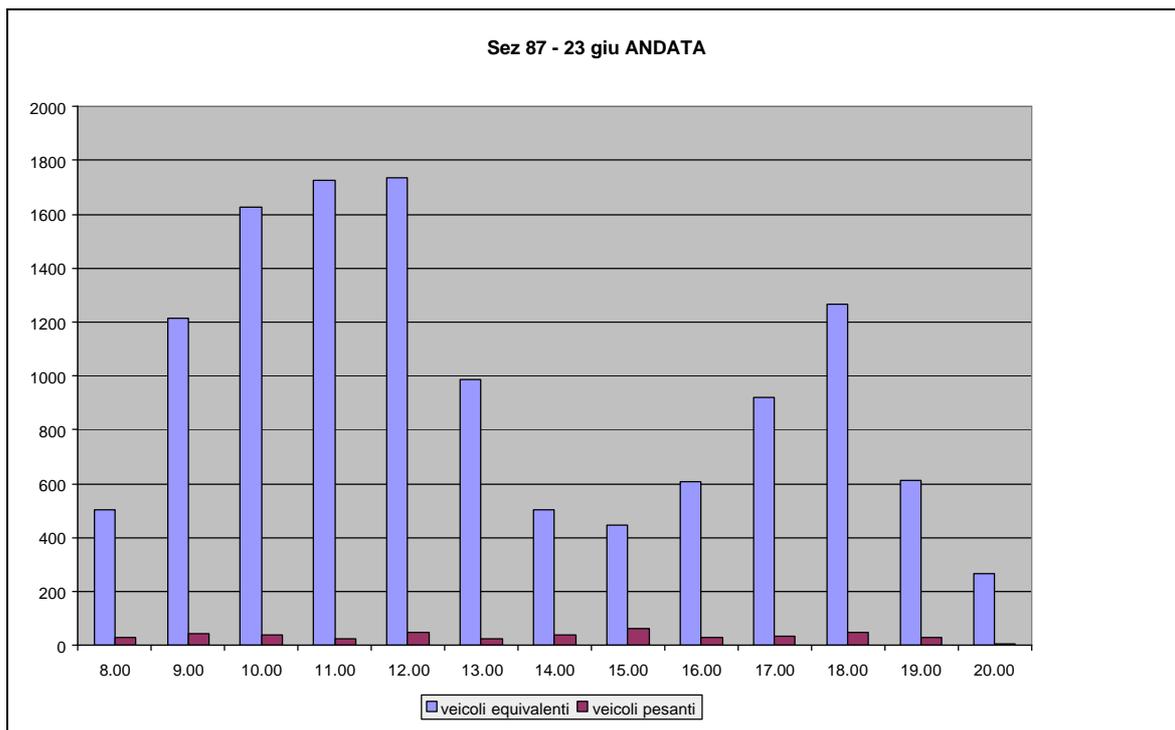
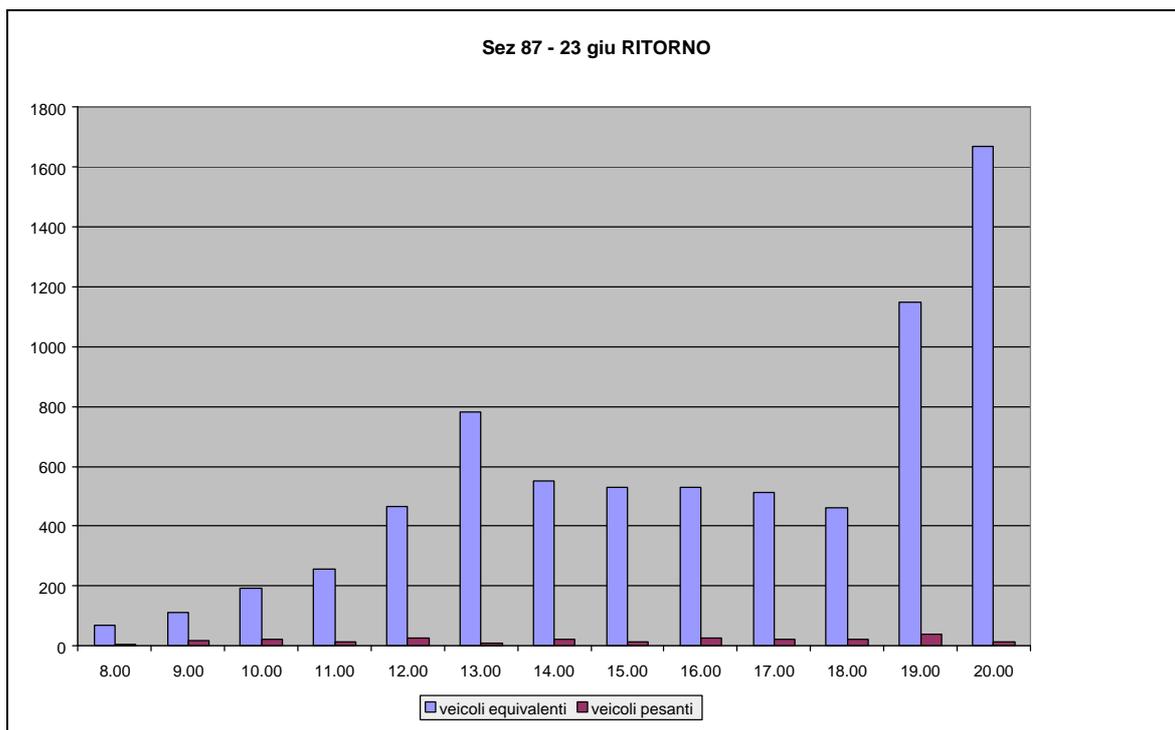


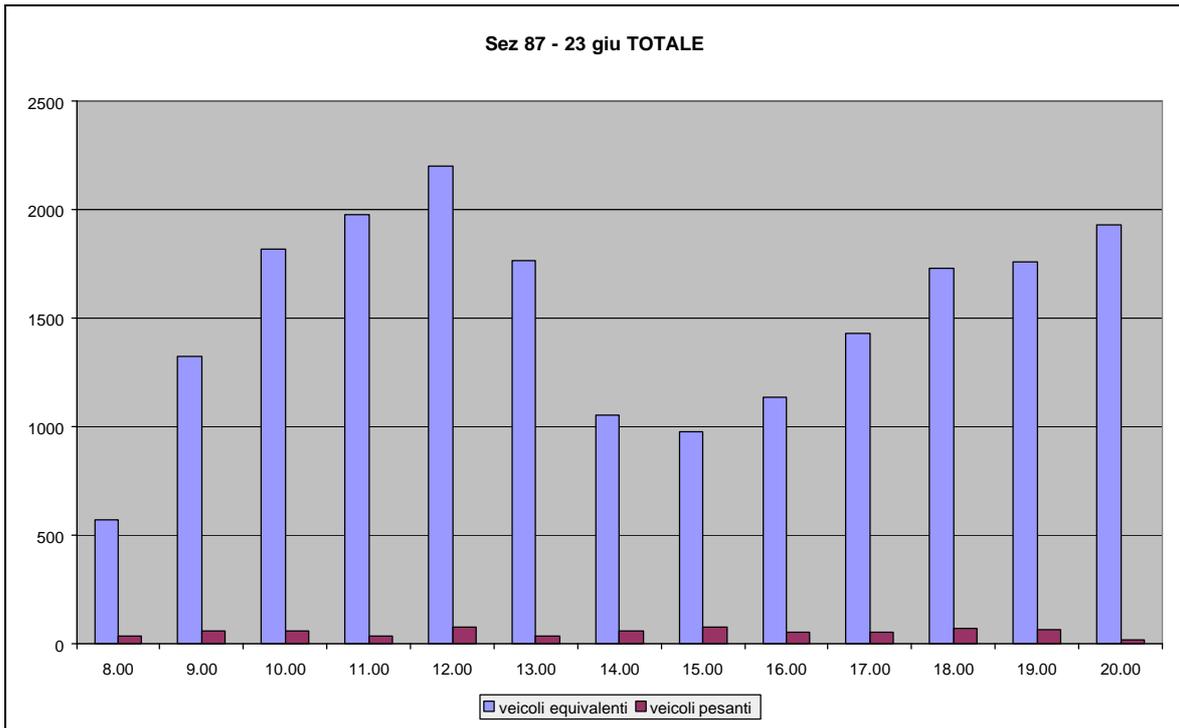
Figura 31: veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 87



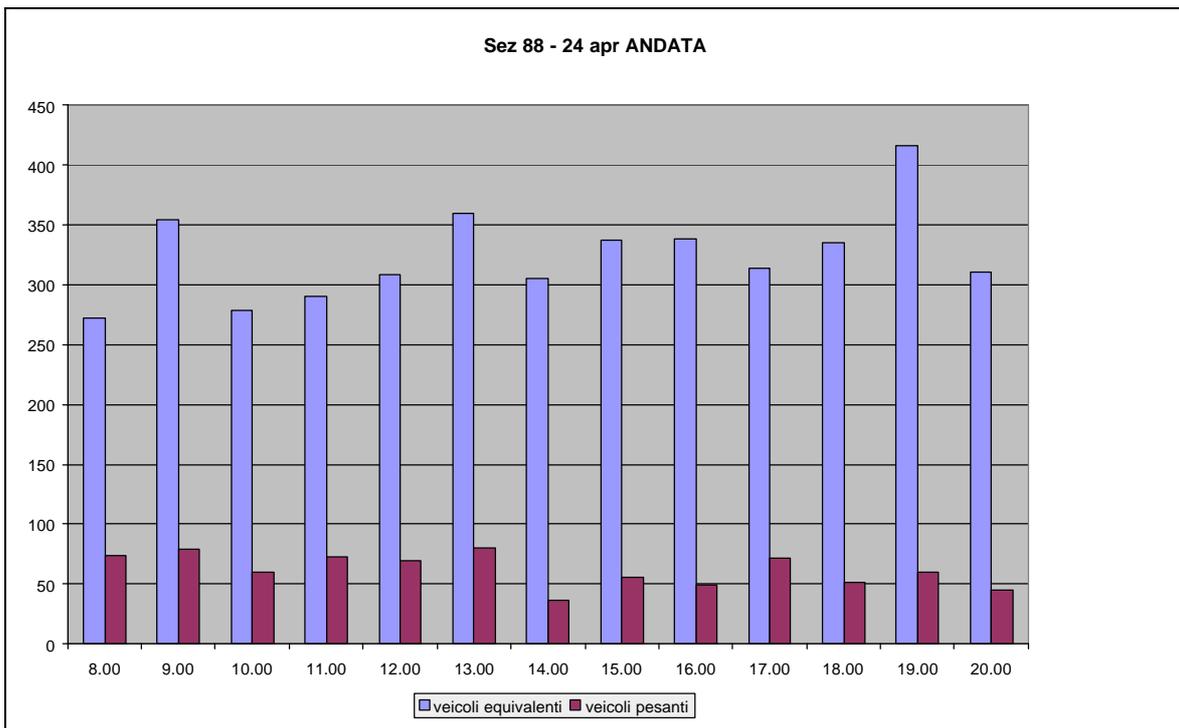
**Figura 32:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 87



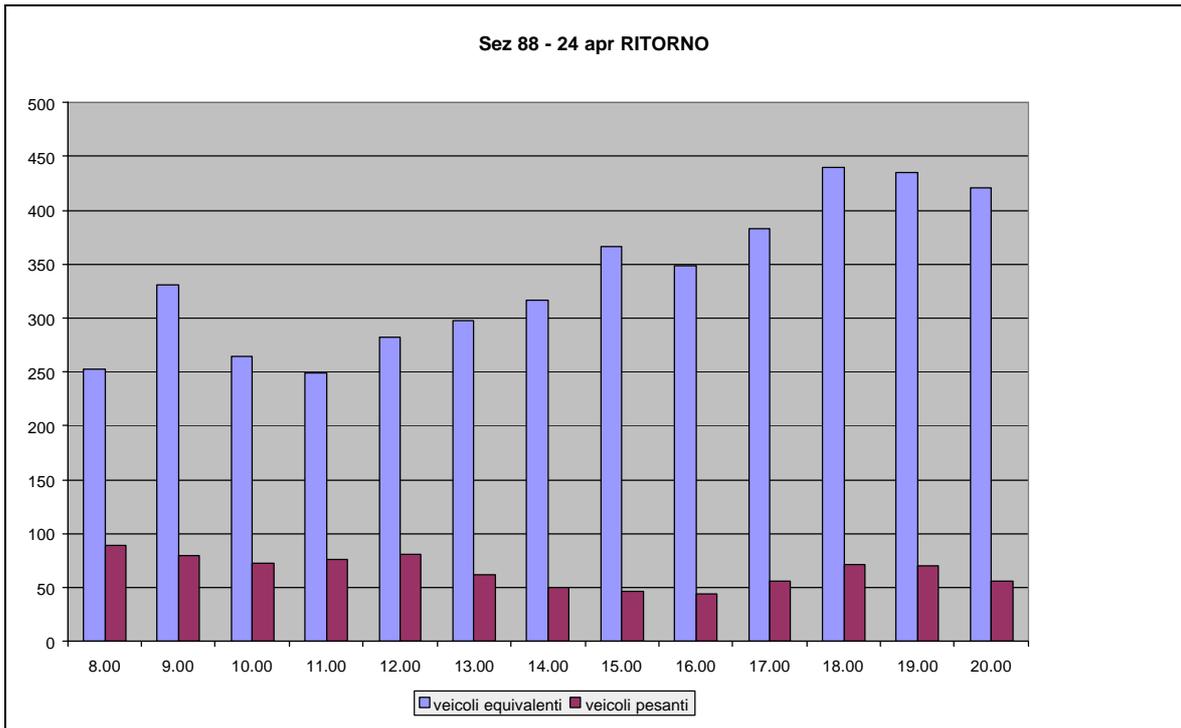
**Figura 33:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 87



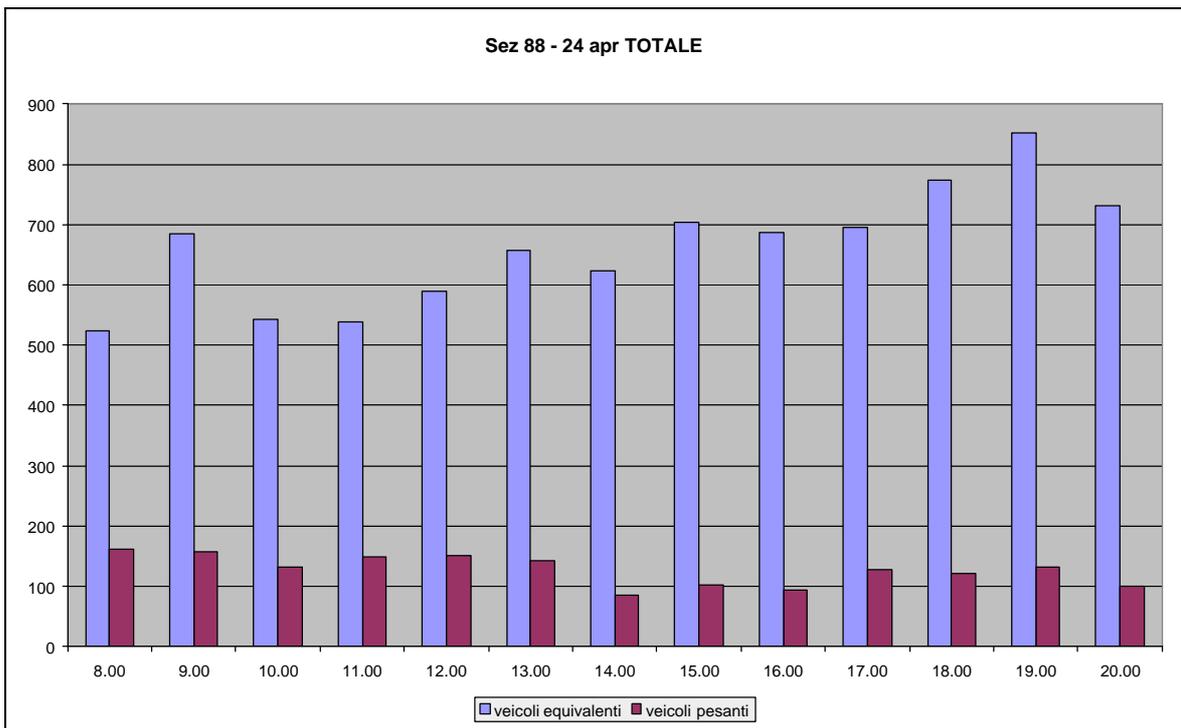
**Figura 34:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 87



**Figura 35:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 88



**Figura 36:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 88



**Figura 37:** veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 88

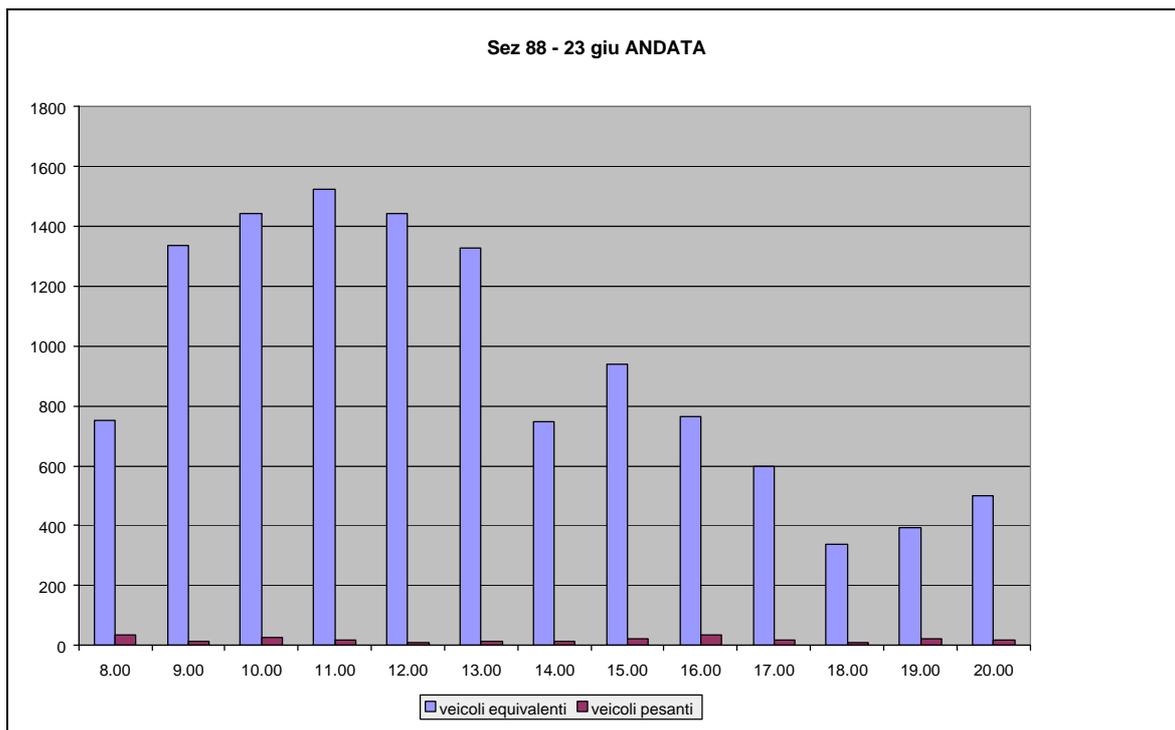


Figura 38: veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 88

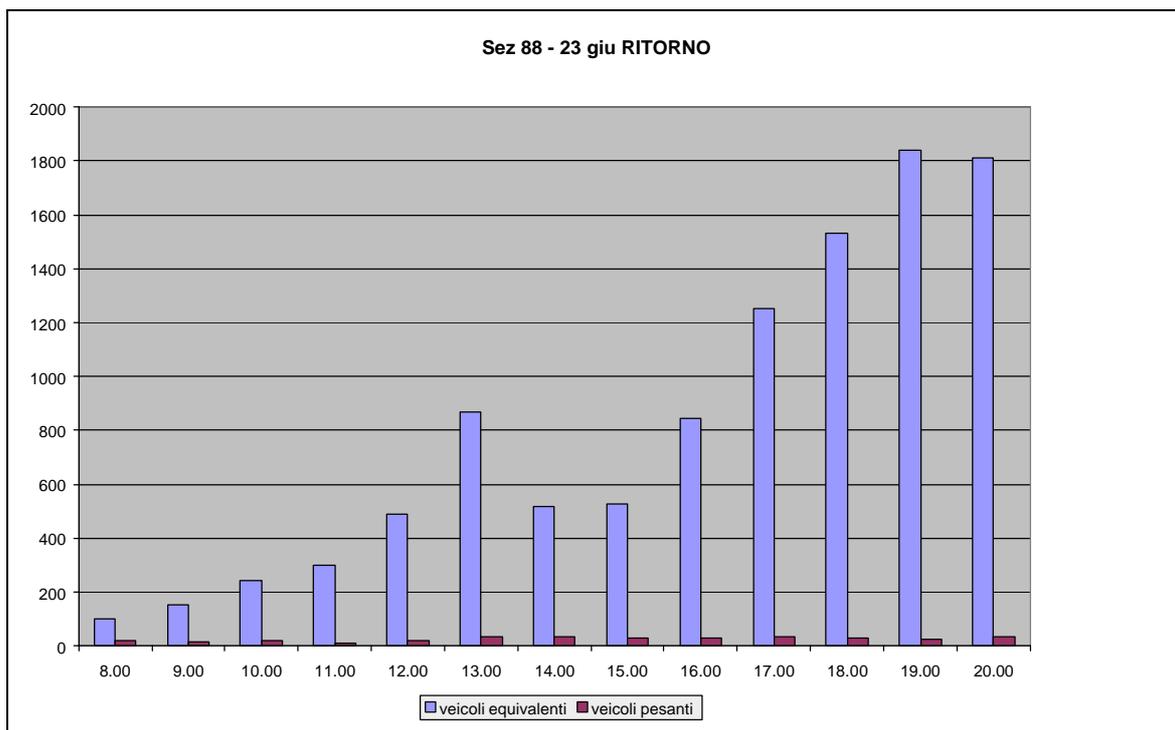


Figura 39: veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 88

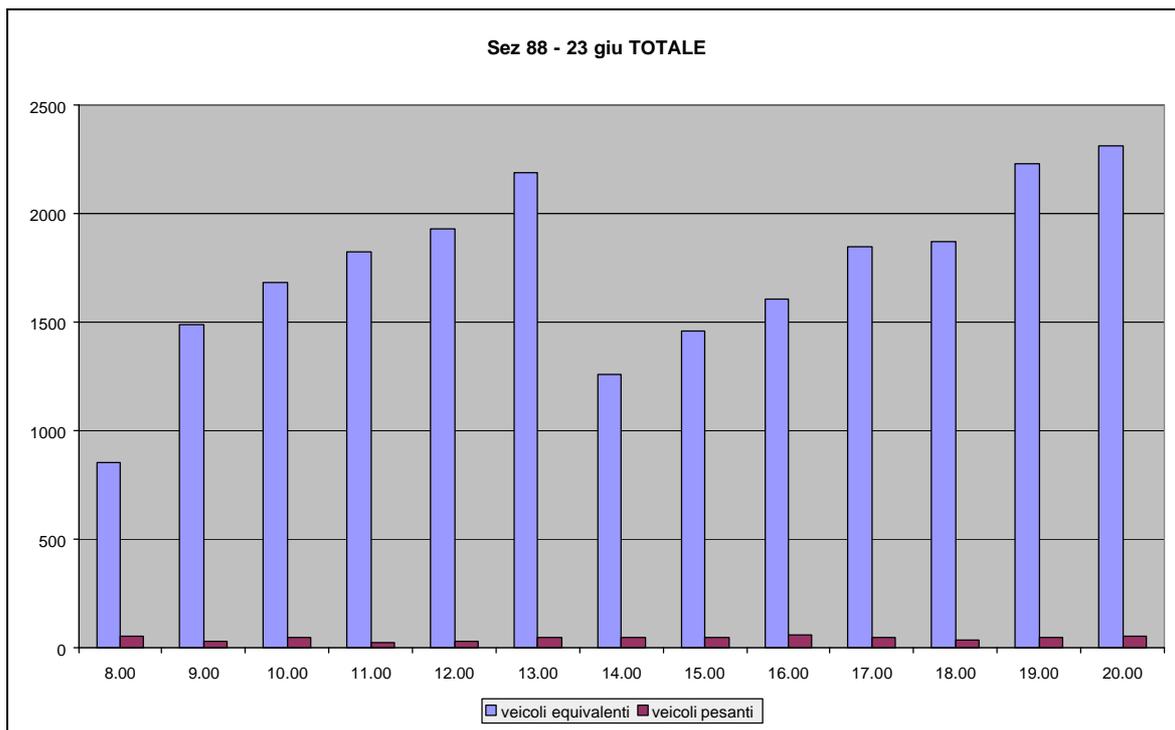


Figura 40: veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 88

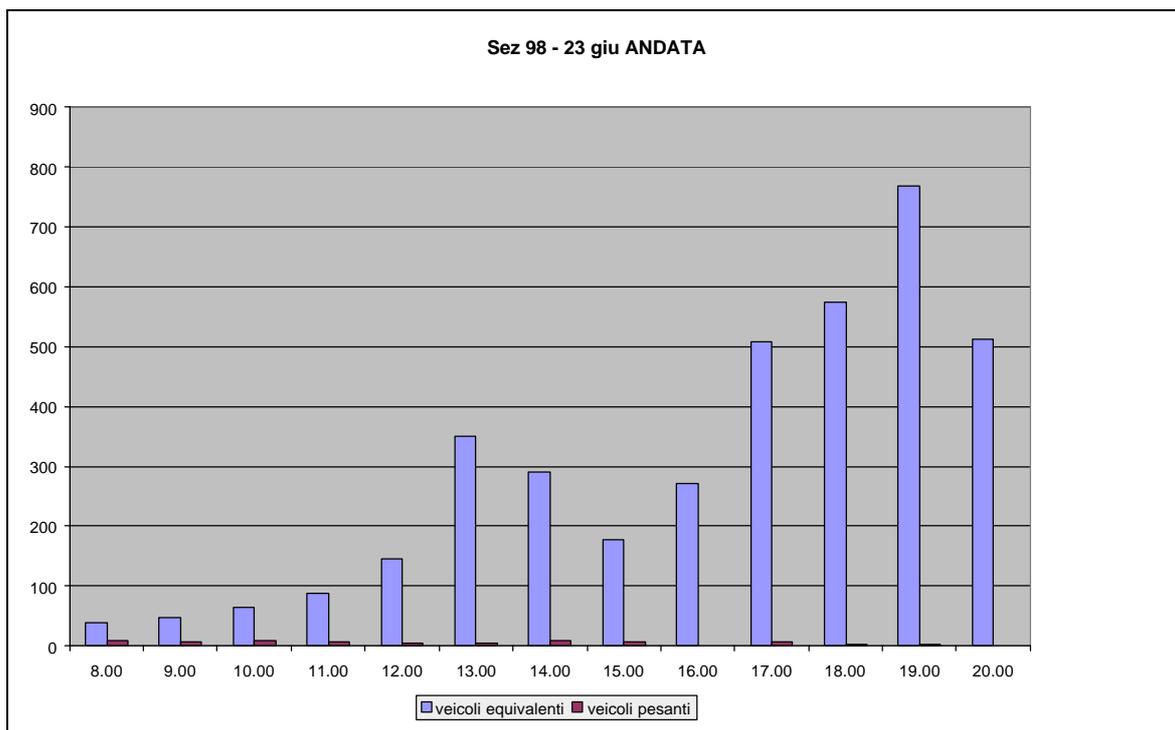


Figura 41: veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 98

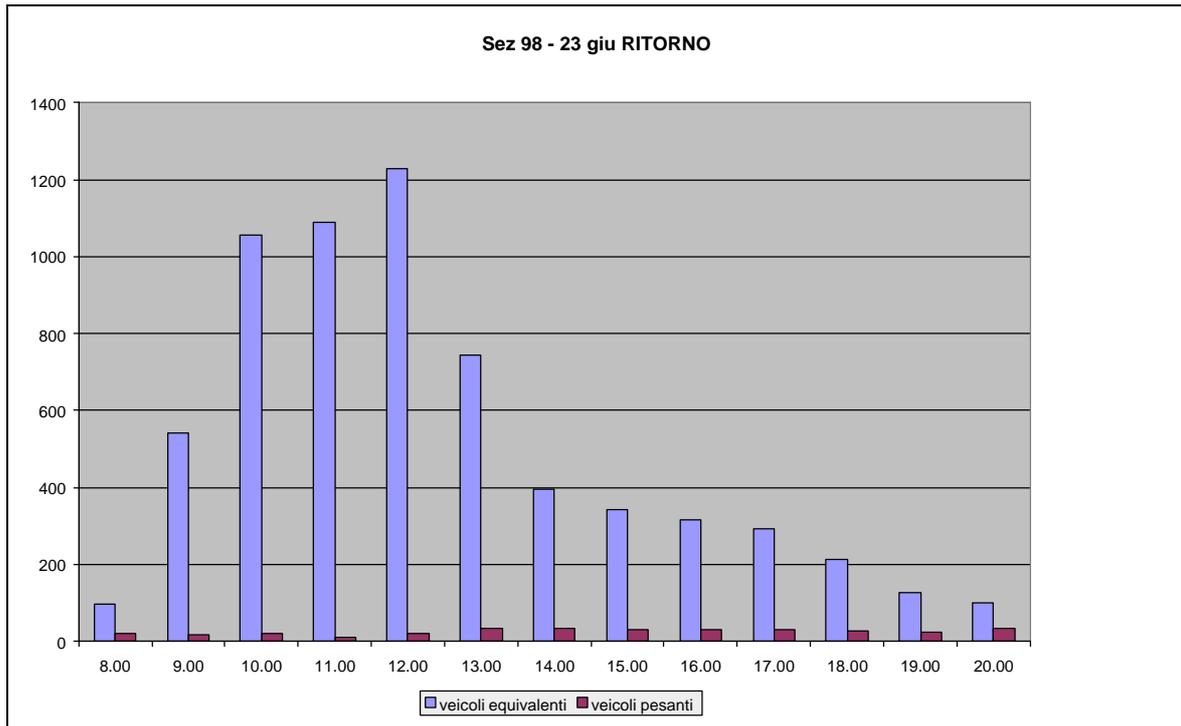


Figura 42: veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 98

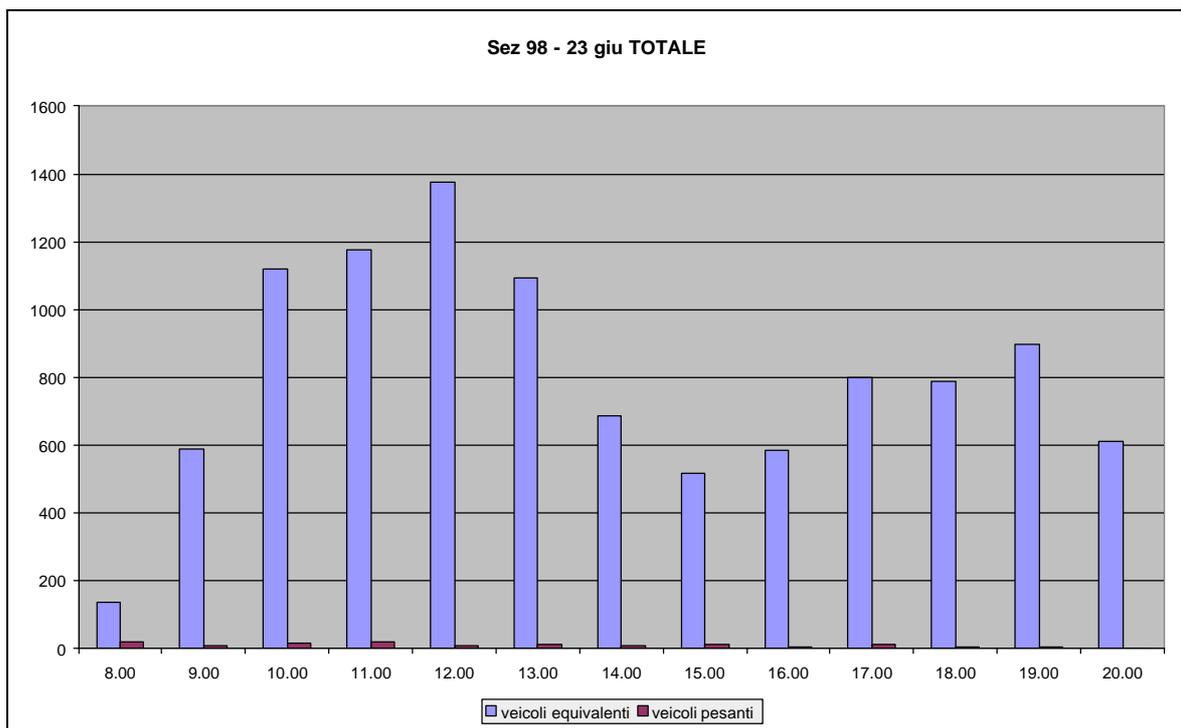


Figura 43: veicoli leggeri e pesanti da rilievi di traffico 2002- sezione 98

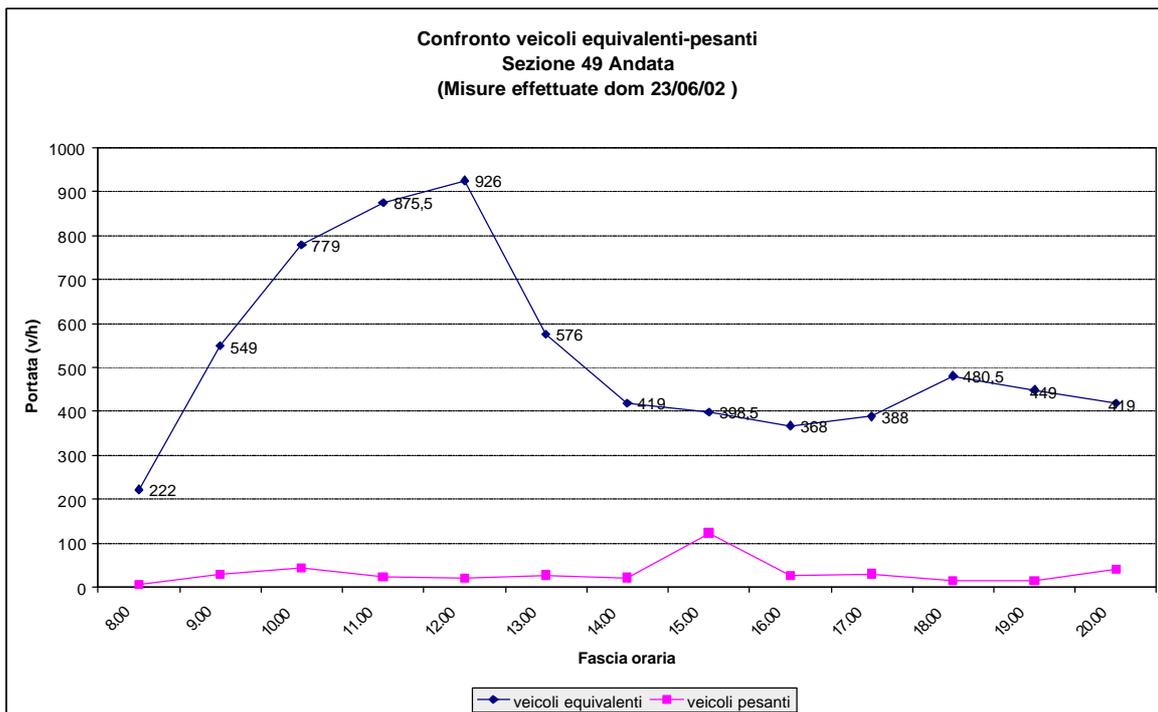


Figura 44: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

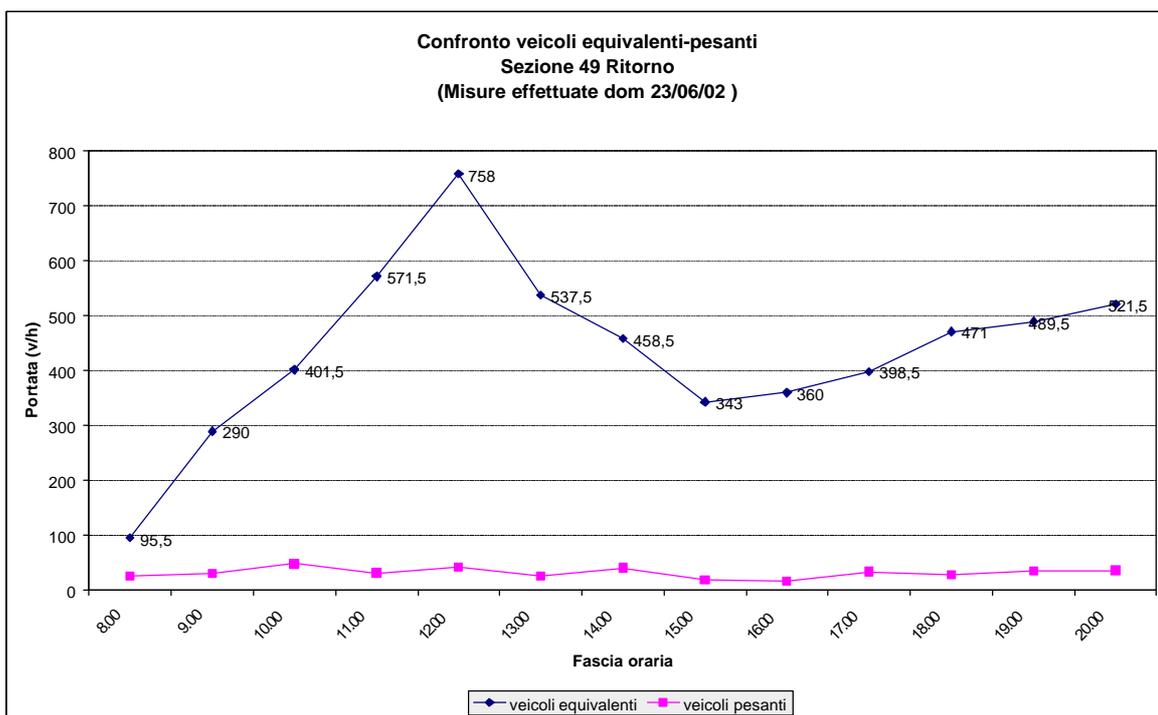


Figura 45: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

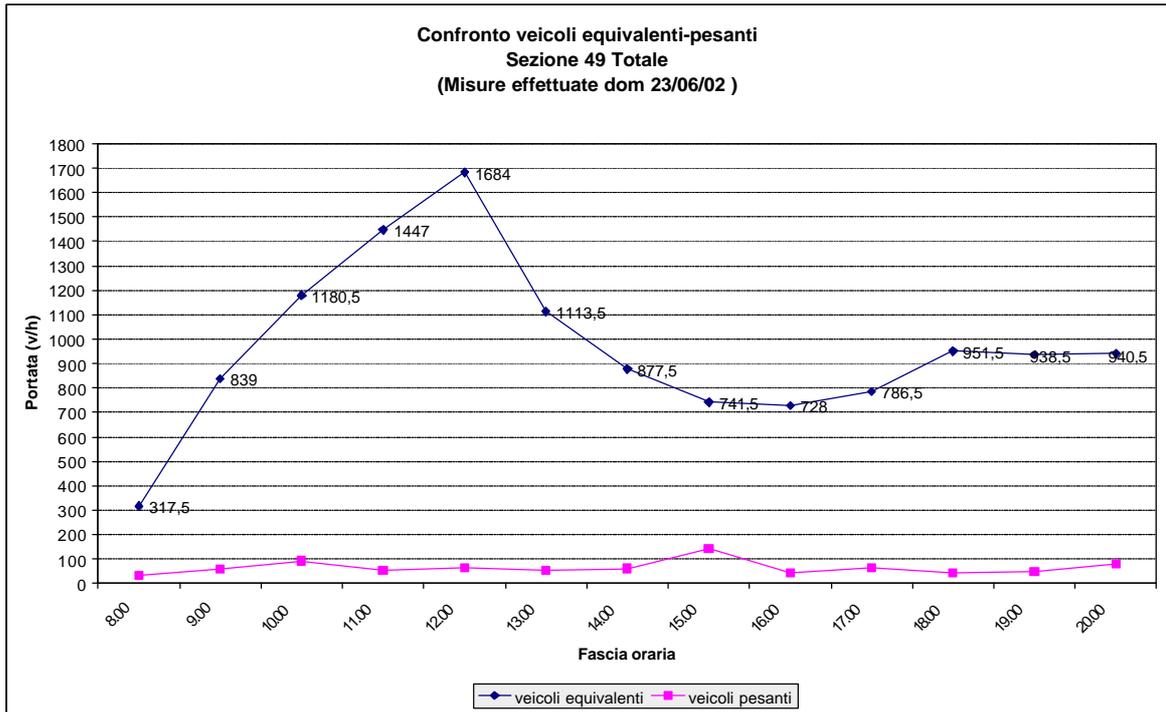


Figura 46: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

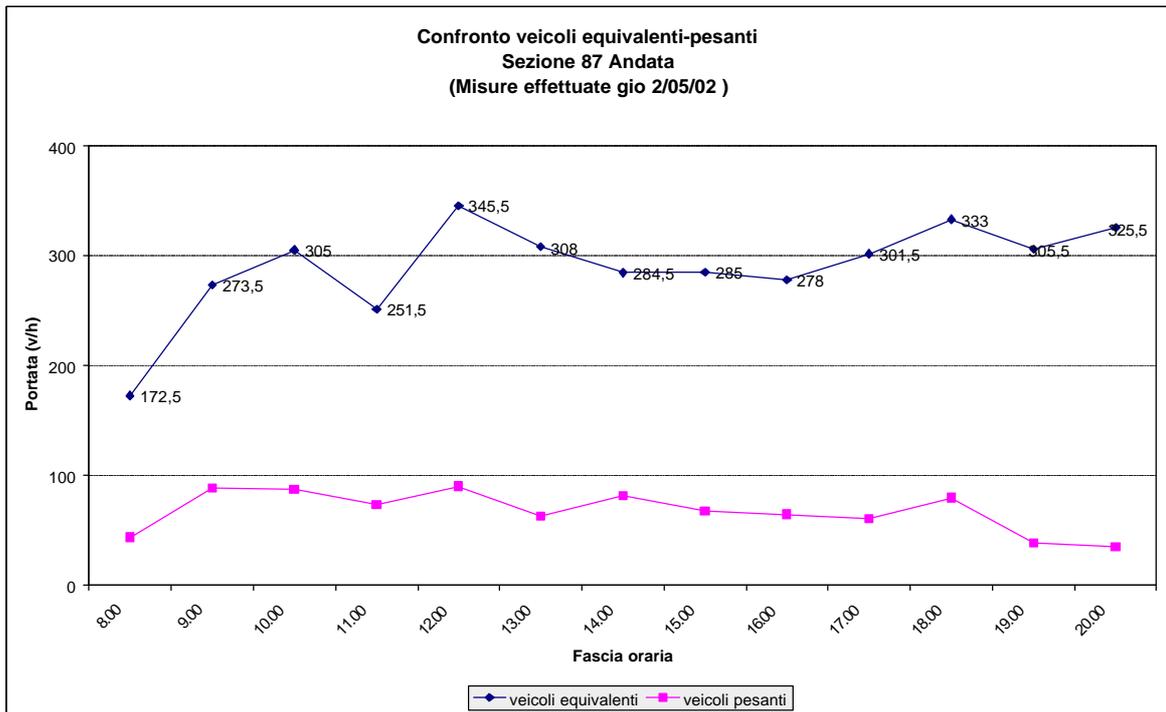


Figura 47: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

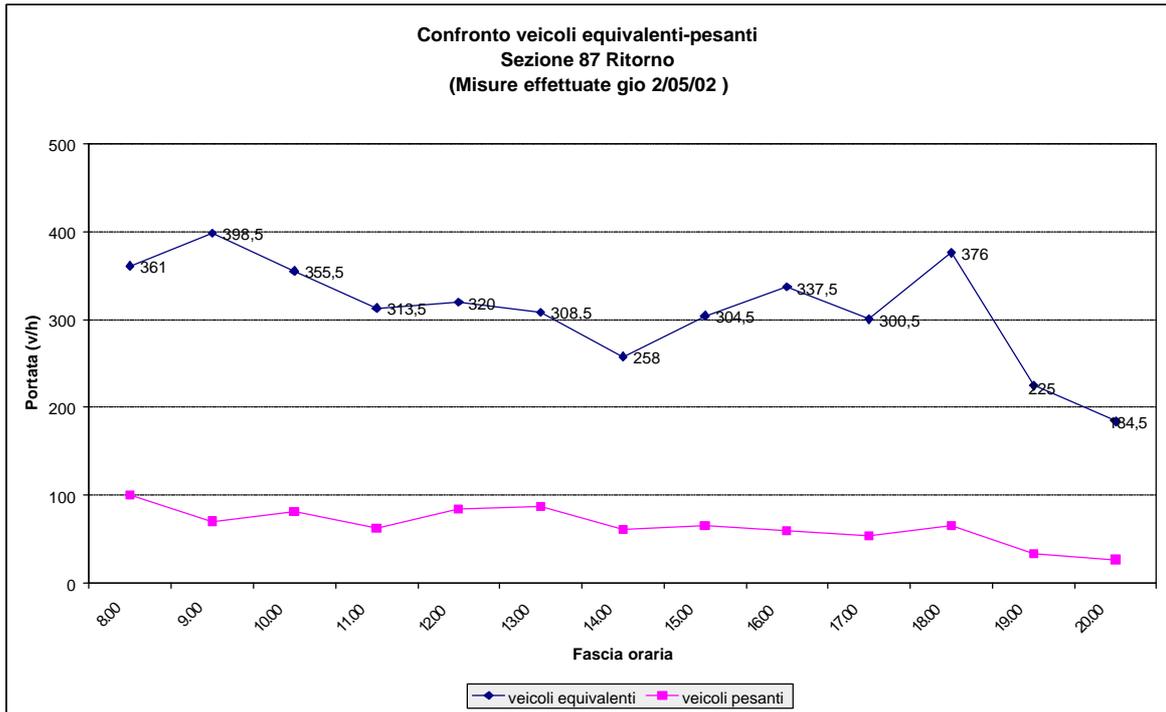


Figura 48: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

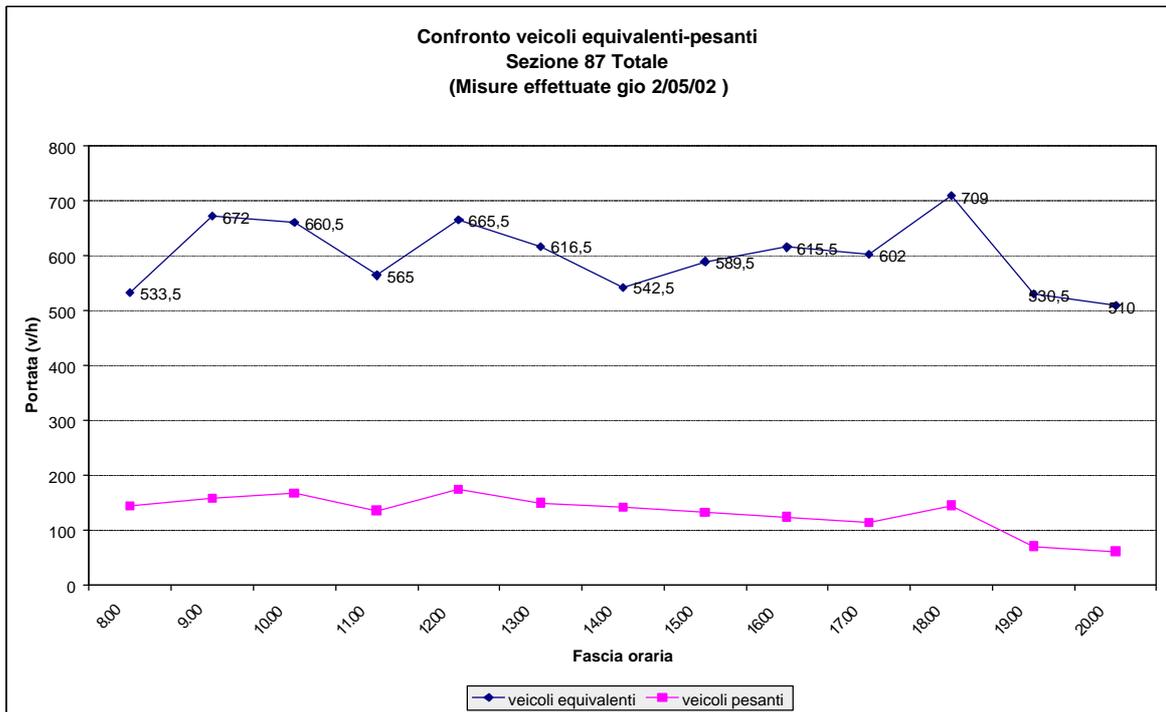


Figura 49: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

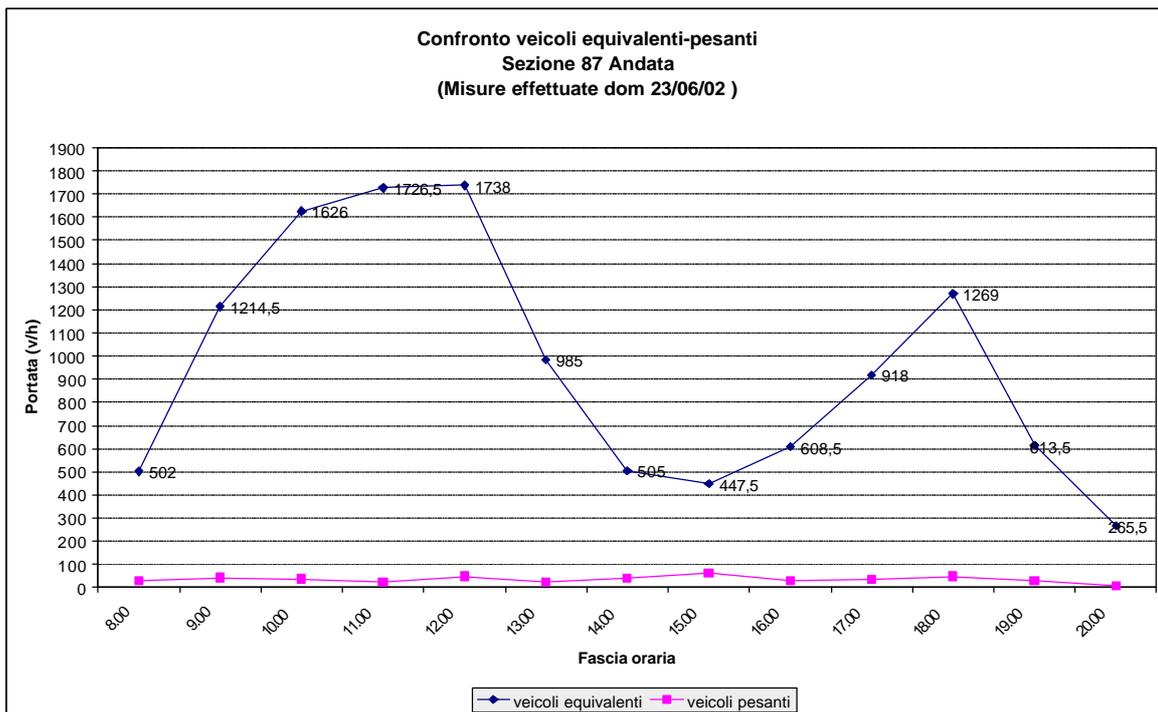


Figura 50: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

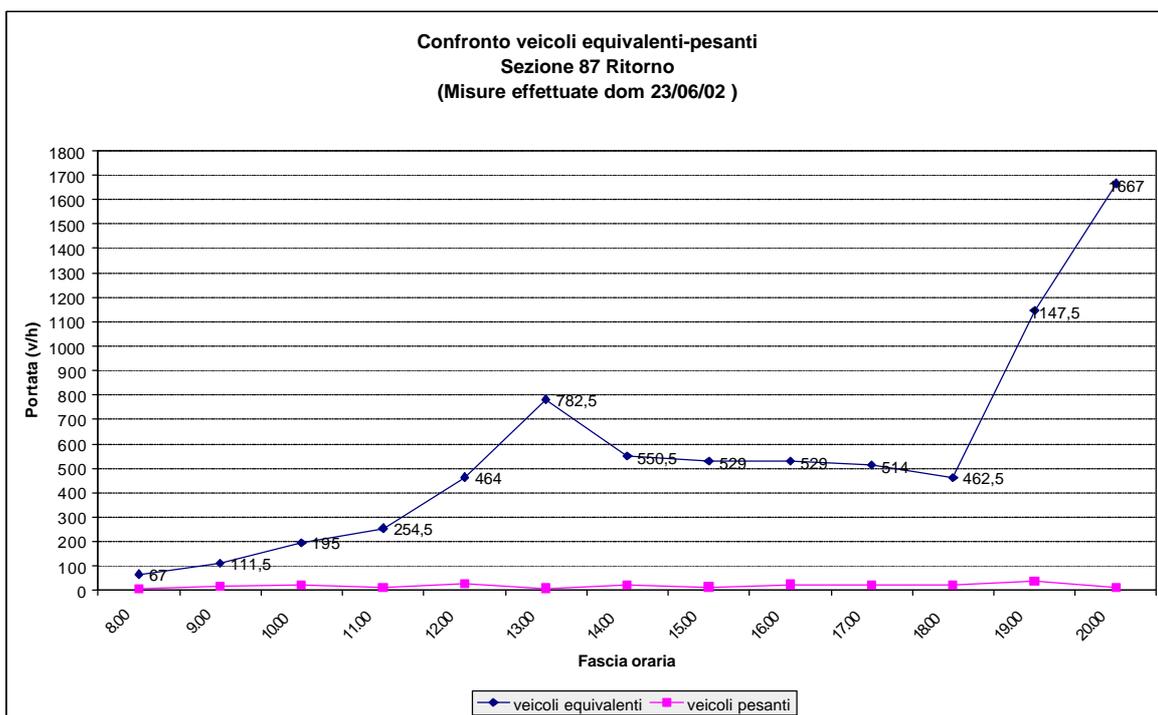


Figura 51: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

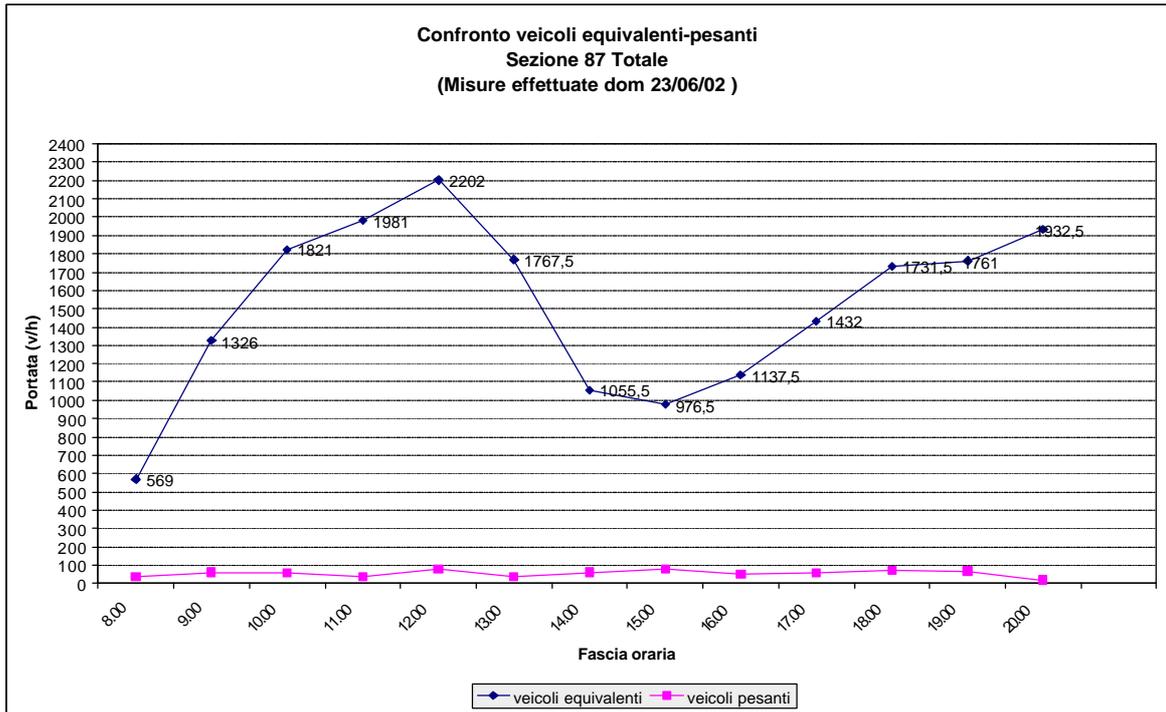


Figura 52: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

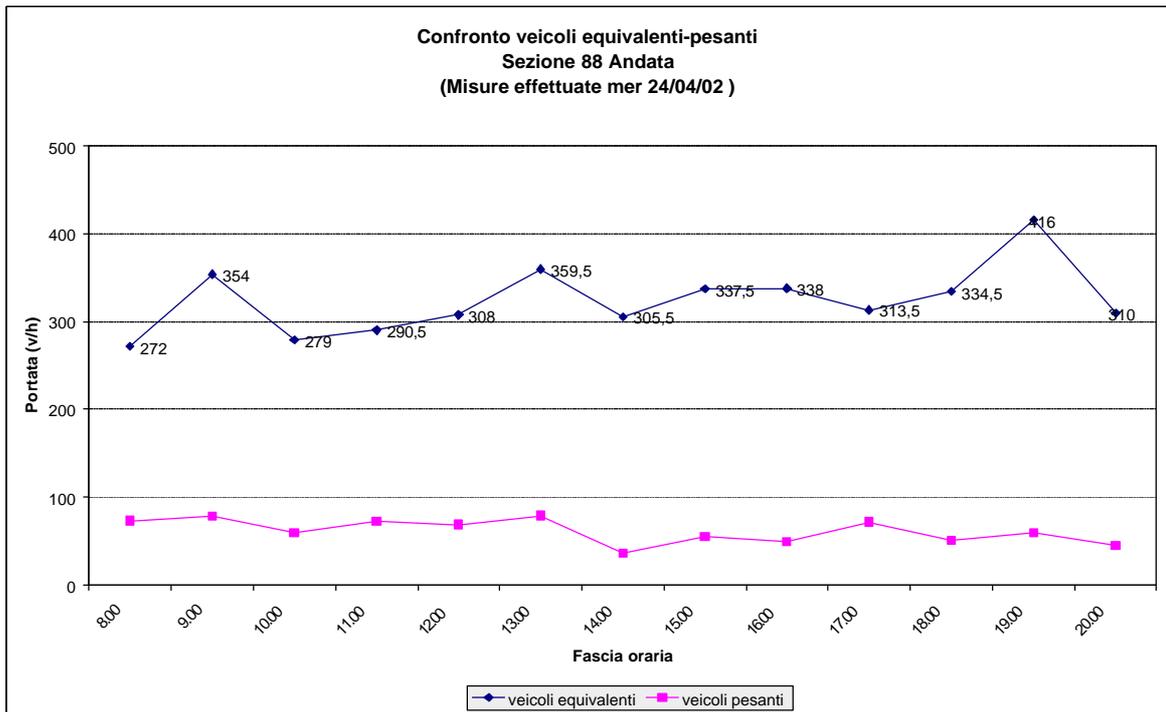


Figura 53: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

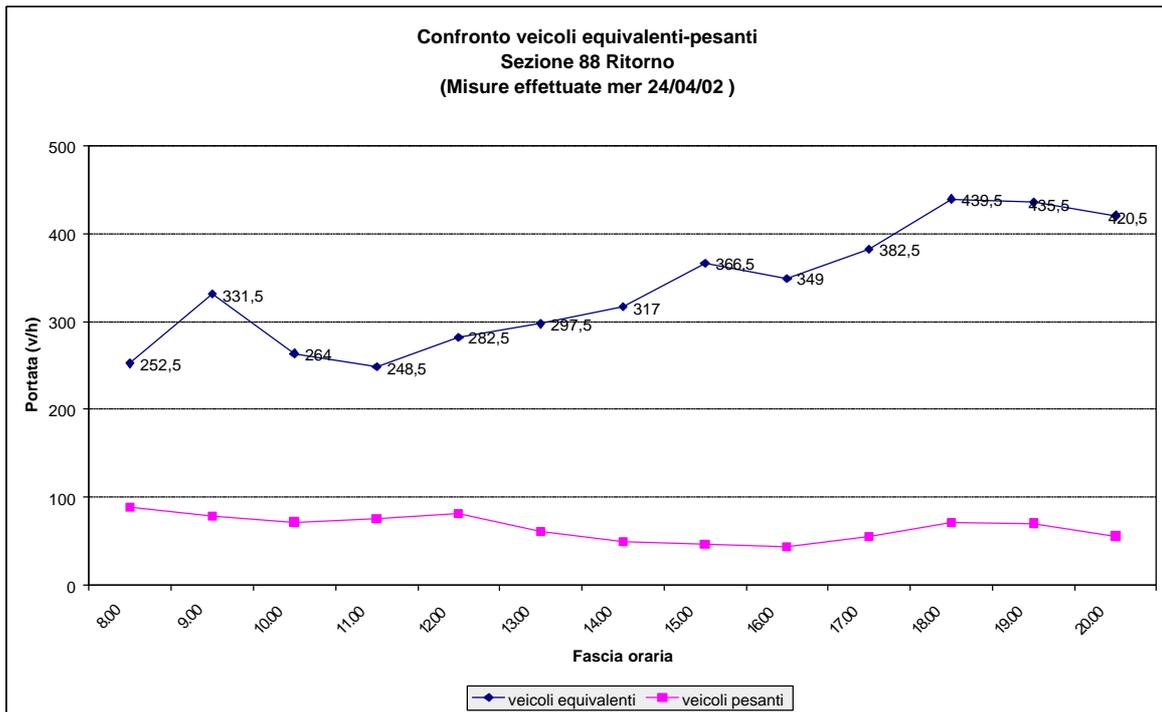


Figura 54: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

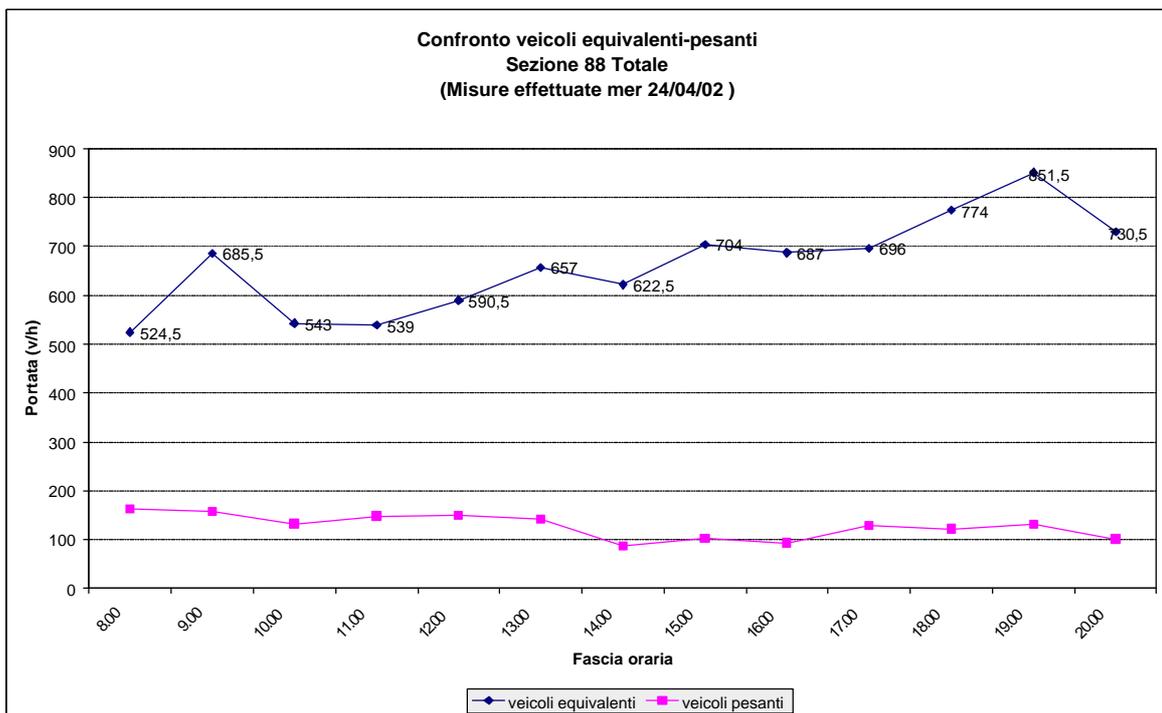


Figura 55: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

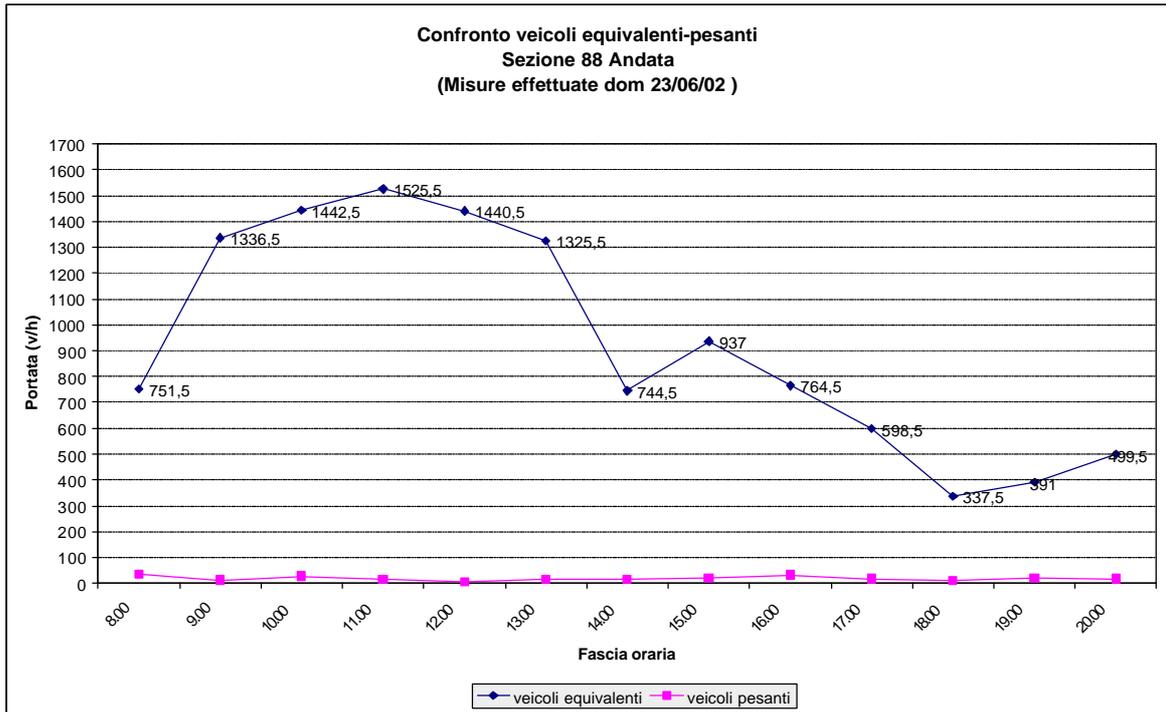


Figura 56: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

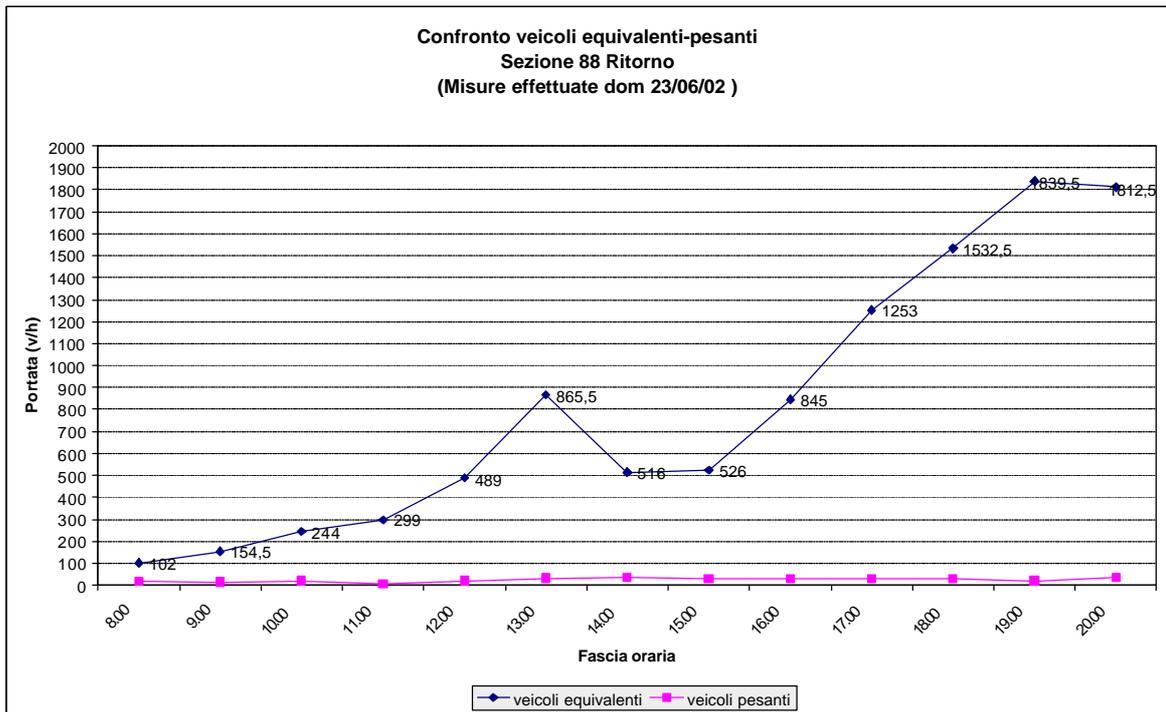


Figura 57: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

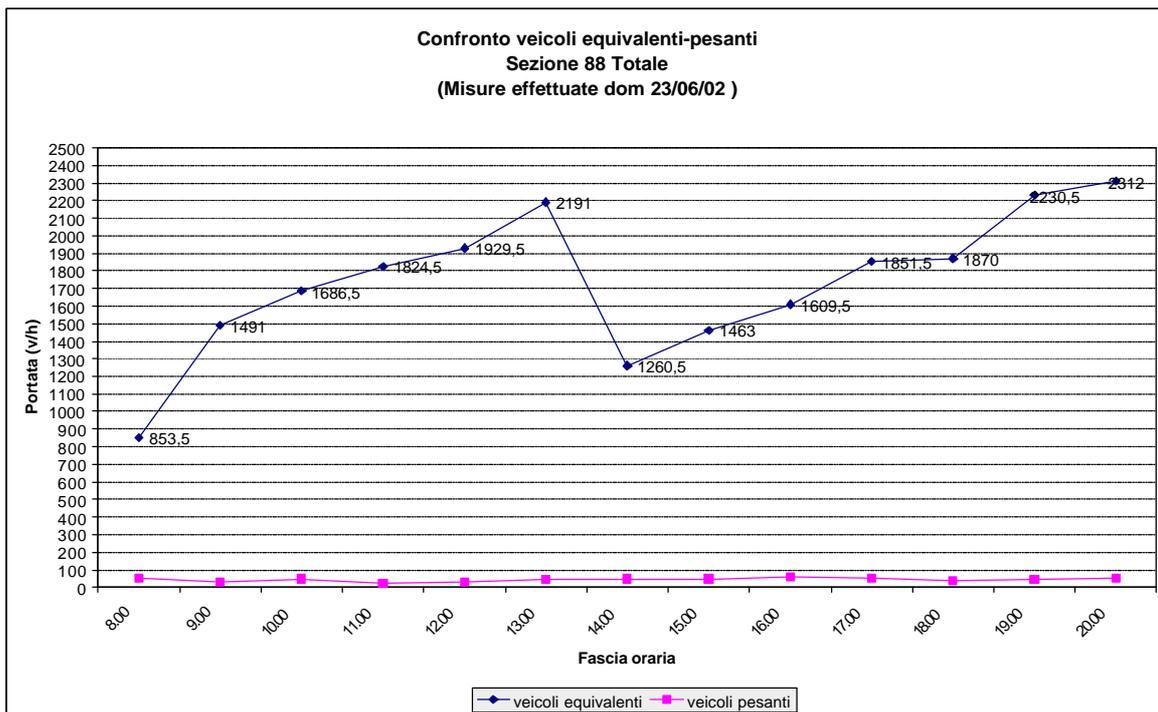


Figura 58: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

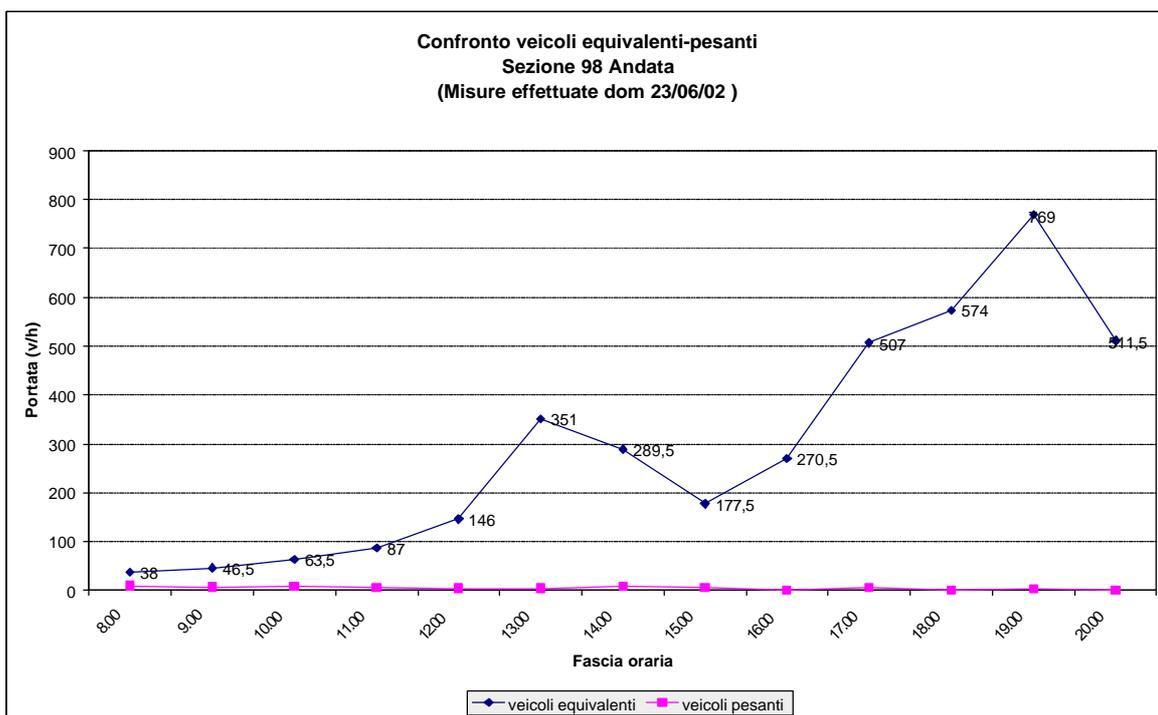


Figura 59: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

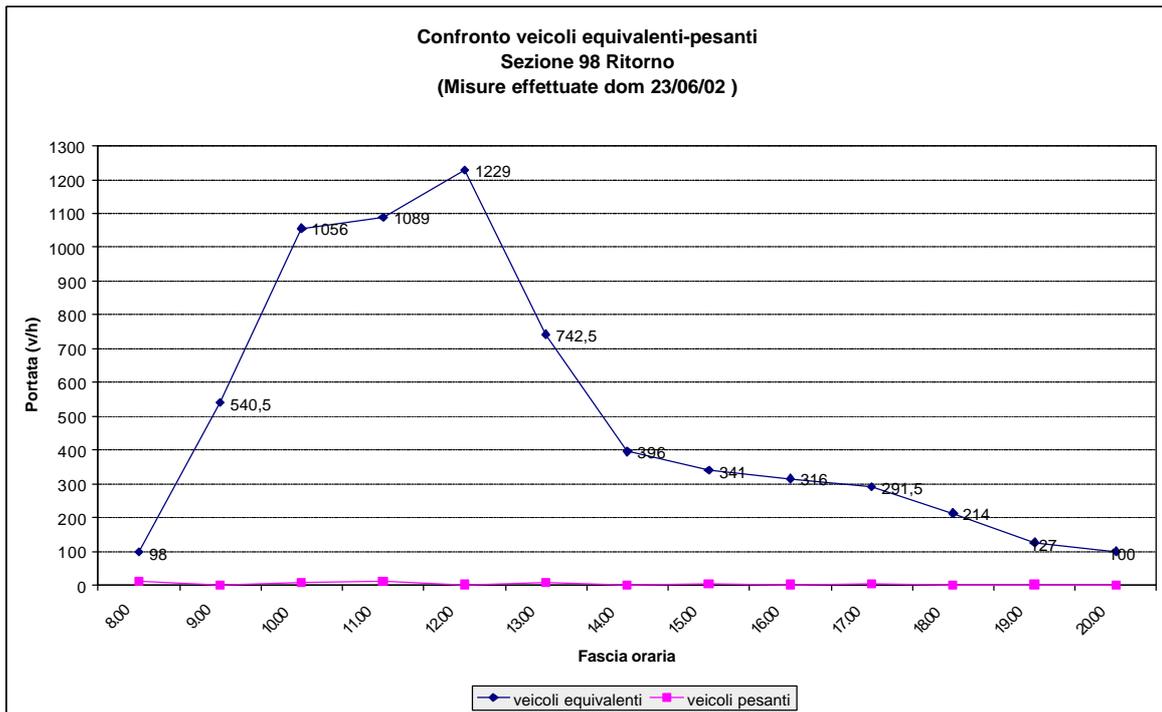


Figura 60: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

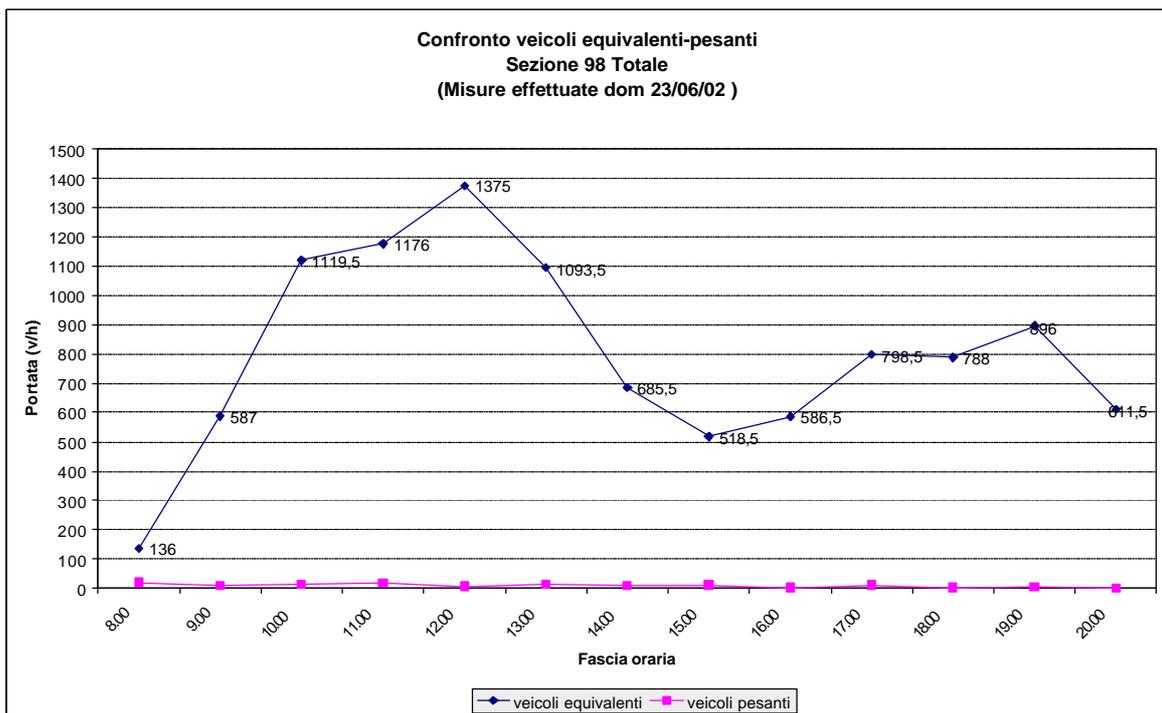


Figura 61: distribuzione giornaliera dei volumi di traffico

Per quanto concerne i conteggi di traffico nell'ambito urbano di Marina, questi sono stati effettuati durante l'estate dell'anno 2005. La tabella 6 riporta i valori di traffico disaggregati in veicoli leggeri, pesanti e ciclomotori, riferiti al quarto d'ora più carico delle ore di indagine.

<b>DATA</b>	<b>SEZ. RILIEVO</b>	<b>Mezzi leggeri &lt; 3,5 t</b>	<b>Motocicli e ciclomotori</b>	<b>mezzi pesanti &gt; 3,5 t</b>
9/7/2005 13:15-13:30	Ex S.S. 224 incrocio via Da Verazzano dir. Pisa	86	3	0
9/7/2005 13:15-13:30	Ex S.S. 224 incrocio via Da Verazzano dir. Tirrenia	40	0	0
9/7/2005 12:15-12:30	Ex S.S. 224 via Maiorca dir. Pisa	108	11	0
9/7/2005 12:15-12:30	Ex S.S. 224 via Maiorca dir. Tirrenia	70	5	0
9/7/2005 9:40-9:55	Ex S.S. 224 incrocio via Da Verazzano dir. Tirrenia	157	14	4
9/7/2005 9:40-9:55	Ex S.S. 224 incrocio via Da Verazzano dir. Pisa	101	7	2
9/7/2005 10:30-10:45	via Maiorca dir. Tirrenia	136	23	5
9/7/2005 10:30-10:45	via Maiorca dir. Pisa	73	8	1
9/7/2005 12:10-12:25	via Maiorca dir. Tirrenia	163	32	3
9/7/2005 12:10-12:25	via Maiorca dir. Pisa	111	12	3

**Tabella 6:** rilievi di traffico nell'area in studio

## 5 Determinazione del traffico futuro

L'obiettivo di questa fase dello studio è quello di determinare un sistema di equazioni che possano essere utilizzate per valutare il numero complessivo di spostamenti futuri di estremità (cioè in origine o destinazione) generati o attratti da una prefissata area.

Gli spostamento, suddivisi nelle differenti categorie, a seconda degli scopi (a piedi, scuola, ricreazione, affari, ecc..) e dei periodi di tempo, possono essere ottenuti implementando modelli matematici basati sulla tecnica della regressione lineare, che mediante un sufficiente numero di osservazioni sperimentali, permette di formalizzare una legge del tipo:  $y = a_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + \dots + b_n x_n$ . In cui la variabile dipendente "y" (nel nostro caso identificativa del volume di traffico ricercato), è funzione di n variabili indipendenti mediante i coefficienti di regressione "b" e la costante "a". Il problema si formalizza nello stabilire quali siano le variabili indipendenti "x", e nell'assegnare i corretti valori alle costanti di regressione. Per il problema trasportistico, le variabili indipendenti comprenderanno, di volta in volta, uno o più dei seguenti fattori: reddito, proprietà di autovettura, numero famiglie, presenza di scuole, numero posti di lavoro, ecc...

Per quanto riguarda la schematizzazione dell'area su cui svolgere le analisi, con riferimento al caso in studio, il territorio comprendente la città di Pisa ed il litorale pisano, viene schematizzato in cinque macro zone, come mostrato in figura 62.

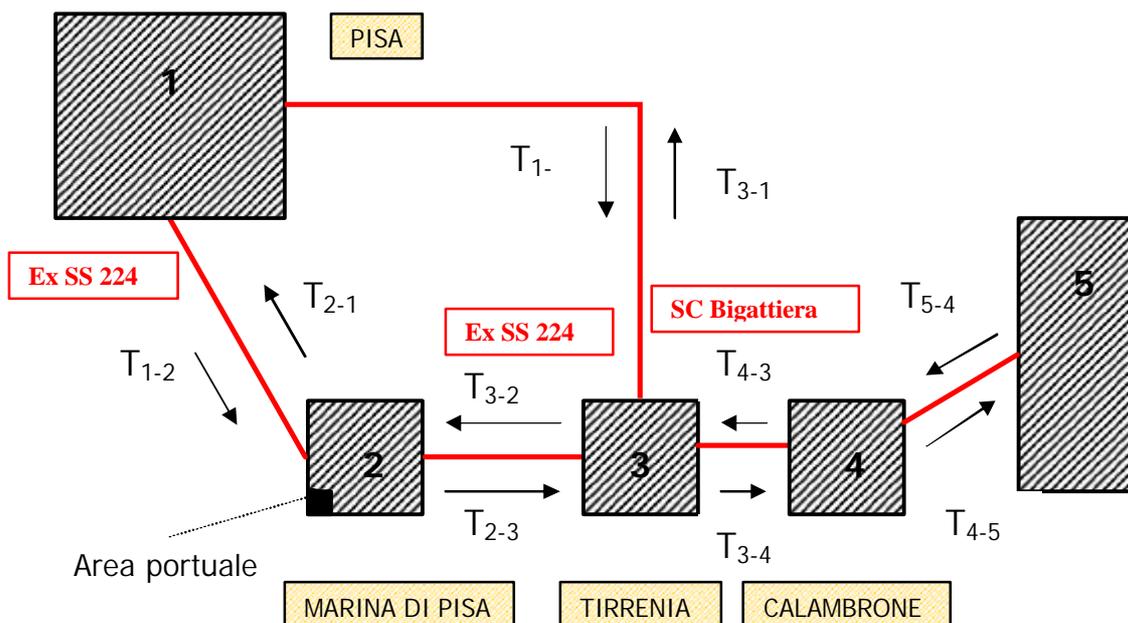


Figura 62: zonizzazione area in studio

Il valore del traffico  $T_{i-j}$ , originato nella zona “i”, con destinazione la zona “J”, è noto per alcune giornate dell’anno 2002 e per le fasce orarie comprese tra le 8:00 e le 20:00 (cfr. paragrafo 4.1). In base ai valori di traffico riscontrati è stato possibile determinare, con la tecnica della regressione lineare, le leggi che legano detti valori di traffico con alcune variabili ritenute significative per il caso in studio. E’ stato in tal modo ottenuto il seguente modello:

$$T_{i-j} = b + c_1 \cdot x_1 + c_2 \cdot x_2 + c_3 \cdot x_3 + c_4 \cdot x_4 + c_5 \cdot x_5$$

In cui le variabili indipendenti “x” corrispondono, rispettivamente a:

X2	Ora del giorno
1	8.00
1	9.00
2	10.00
2	11.00
2	12.00
2	13.00
2	14.00
1	15.00
1	16.00
2	17.00
2	18.00
2	19.00
1	20.00

$x_1$  = periodo dell’anno. Assume il valore 1 per il periodo primaverile, 2 per quello estivo;

$x_2$  = assume i valori riportati in *tabella 7*

$x_3$  = assume il valore 1 nel caso di giorno feriale, 2 per i giorni festivi;

$x_4$  = ora della giornata, espresso come numero intero compreso tra il valore 8 (8:00) ed il 20 (20:00)

$x_5$  = popolazione presente sul territorio

**Tabella 7:**valori variabile x2

I coefficienti “c1”, “c2”, “c3”, “c4”, “c5” e “b”, sono stati invece determinati in relazione ai valori riscontrati nelle sezione di analisi.

Sezione rilievo	Simbolo	Direzione	c <sub>5</sub>	c <sub>4</sub>	c <sub>3</sub>	c <sub>2</sub>	c <sub>1</sub>	b	R <sup>2</sup>
87 - strada SS224	T 1-2	da Pisa verso Marina di Pisa	0,37	8,51	0,00	118,25	436,72	-3129,75	0,91
	T 2-1	da Marina di Pisa Pisa verso	-0,26	30,43	0,00	176,49	0,00	1883,69	0,83
49 - strada SS224	T 3-2	da Tirrenia verso Marina di Pisa	0,01	231,90	0,00	17,83	0,00	8,44	0,54
	T 2-3	da Marina di Pisa verso Tirrenia	0,05	46,14	0,00	-56,73	0,00	-24,90	0,78
98 - strada SC Bigattiera	T 3-1	da Tirrenia verso Pisa	-0,04	1015,83	0,00	151,71	0,00	-193,10	0,88
	T 1-3	da Pisa verso Tirrenia	0,14	-625,85	0,00	254,76	0,00	-657,01	0,61
88 - strada SS224	T 5-4	da Livorno verso Calambrone	-0,010	-5,640	0,000	56,844	0	338,522	0,43
	T 5-4	da Livorno verso Calambrone	-0,01	269,94	0,00	55,18	0,00	172,00	0,85

**Tabella 8:** coefficienti della regressione

### 5.1 Previsioni di traffico per l'anno 2010 e l'anno 2015

Per la risoluzione della rete di trasporto, studiata in una prima fase facendo riferimento alle macro zone individuate in *figura 62*, ed in una seconda fase secondo quanto riportato in *figura 80*, è stato necessario schematizzare la viabilità secondo un grafo costituito da rami e nodi. In genere i nodi sono congiuntamente rappresentativi di aree fisiche in cui si genera e/o attrae traffico, come le zone di parcheggio, le stazioni, i grandi centri commerciali, ecc., ma possono anche individuare i baricentri (o centroidi) dei territori oggetto di studio.

Nota la *domanda di trasporto* nella rete, in termini di portata veicolare su ogni ramo della stessa, occorre distinguere se detta domanda è di *tipo rigido* o di *tipo elastico*. Nel caso di *domanda di tipo rigido* il viaggio viene necessariamente svolto dagli utenti indipendentemente dal costo. La *domanda è di tipo elastico* nel caso in cui gli utenti non necessariamente devono eseguire il viaggio, oppure hanno la facoltà di scegliere itinerari e/o modalità di trasporto diverse al variare del costo del viaggio.

Per le applicazioni pratiche, la scelta del percorso da seguire per andare da un nodo origine (i) ad un nodo destinazione (J) si realizza in relazione ai soli costi di trasporto relativi ai singoli rami degli itinerari ammissibili per la rete in studio.

Ad ogni itinerario corrisponde un determinato costo del viaggio. Per una generica rete stradale "R", indicando con "i" e "J" due qualsivoglia nodi, il primo origine, il secondo destinazione, saranno disponibili più percorsi congiungenti i" con "J"; a ciascuno di questi corrisponde un determinato costo del viaggio.

Poiché nella realtà il maggior numero di utenti sceglierà l'itinerario di minimo costo, si assume come *costo del viaggio* il minimo tra i costi relativi ai differenti itinerari. È generalmente verificato il *primo principio di Wardrop* secondo il quale i costi di viaggio su tutti gli itinerari utilizzati sono minori, o al più uguali, a quelli sugli itinerari non utilizzati.

È evidente la non immediatezza nella determinazione dell'itinerario di minimo costo a causa dell'elevato numero di incognite, e pertanto generalmente si procede con approcci iterativi per successivi tentativi. Il problema è complesso, in quanto per stabilire il costo del viaggio da "n" ad "m", si deve ricercare l'itinerario che, tra tutti quelli congiungenti gli stessi nodi, comporti la minimizzazione della somma dei costi di trasporto associabili a ciascuno dei rami del singolo itinerario. Tali costi dipendono oltre che dalle caratteristiche

geometriche del ramo, anche dai flussi relativi ai vari percorsi che contengono quel ramo. E' stato dimostrato che se la funzione di domanda è non crescente e le funzioni costi del trasporto dei singoli rami sono non decrescenti, la soluzioni di equilibrio esiste ed è unica. Per l'assegnazione del traffico in presenza di percorsi alternativi, si suole far ricorso, come già accennato, ad alcuni modelli tra i quali alquanto diffuso è quello applicabile quando si verifica libertà di scelta dell'itinerario, denominato "tutto o niente", basato sull'attribuzione di tutto il traffico in esame al percorso di minimo costo. Tale metodo, di facile applicazione, consente di individuare agevolmente i tratti di viabilità in cui maggiormente si concentrano i flussi veicolari, ma ha il limite di non prevedere alcuna assegnazione a percorsi alternativi che differiscono anche di poco da quello di minimo costo. Talvolta per risolvere il problema si effettuano le seguenti ipotesi semplificative, applicabili solo in determinati casi.

A) Il numero di utenti che utilizzeranno il collegamento si assume indipendente dal costo del viaggio. Tale ipotesi può essere accettabile solo se la domanda è sufficientemente rigida (non è mai perfettamente rigida). Essa viene frequentemente adottata nella pratica sia per le obiettive difficoltà di determinare una espressione funzionale tra domanda e costo sufficientemente rappresentativa della realtà, sia perché durante la vita utile delle strade vanno mutando i valori della domanda di trasporto sulla rete.

B) Il costo del trasporto si considera indipendente dal flusso. Ciò che risulta verosimile quando le strade hanno dimensioni tali da consentire una circolazione libera.

Quando la seconda ipotesi non è lecita, ed il costo del trasporto è influenzato dal traffico, nell'applicare il modello tutto o niente, si è soliti effettuare le c.d. assegnazioni successive, mediante la suddivisione delle portate che da "i" devono andare a "j", rilevabili dalla matrice degli spostamenti, in varie aliquote eguali, tanto più piccole quanto più si vuole rendere preciso il risultato.

Assegnando la prima aliquota di traffico ai rami della rete che comportano il minor costo di viaggio, dopo aver determinato la relativa distribuzione, si modifica il costo del trasporto di ciascuno dei suddetti rami in base al flusso attribuito. Si ricercano poi nuovi itinerari di minor costo di viaggio, assegnando la seconda aliquota, e così di seguito.

## 5.2 Algoritmo di Dantzig

L'itinerario caratterizzato dal costo minimo del viaggio può essere determinato, una volta assegnati i costi di trasporto dei vari rami, con il procedimento che viene denominato algoritmo di Dantzig. Tale procedura permette di determinare per ogni nodo origine "i" di una rete "R", tutti i percorsi di minimo costo che hanno "i" come nodo di origine.

La difficoltà del metodo sta nella ricerca della soluzione di equilibrio globale, infatti si ricercano i percorsi che permettono di conseguire il minimo costo totale per l'intera categoria degli utenti della rete in conformità al secondo principio di Wardrop<sup>8</sup>. Per avvicinarsi il più possibile alla condizione effettiva di equilibrio, dopo l'assegnazione di tutti i traffici che dai vari nodi di origine devono raggiungere i nodi di destinazione, si possono utilizzare alcune tecniche particolari, tra le quali la più diffusa è quella che opera la sottrazione di traffico. Il procedimento prevede più fasi iterative di sottrazione e di riassegnazione, protratte fino a quando si sia raggiunto un prefissato grado di approssimazione alla soluzione di equilibrio, riscontrabile quando il traffico assegnato ai vari rami, durante l'iterazione n-esima risulta molto prossimo a quello assegnato nella fase precedente. Si procede con l'assegnazione totale alla sottrazione e la riassegnazione di aliquote decrescenti di traffico pari al 90%, 80%,...,10%, mantenendo fissa l'ultima aliquota del 10% nelle ulteriori fasi qualora non si sia raggiunto prima l'equilibrio. Ogni fase di riassegnazione comporterà una modifica nei costi di trasporto dei vari rami, dai quali si ripartirà per le successive assegnazioni delle aliquote sottratte.

## 5.3 Assegnazione costi di viaggio

In genere il costo di trasporto di un arco stradale può essere scomposto in tre componenti: il *tempo di percorrenza del tronco*, il *tempo di attesa* (alla intersezione finale, al casello, ecc.), ed il *costo monetario*. Analogamente, la funzione di costo potrà essere scomposta nella somma di tre aliquote:

$$cl(f) = b1 \cdot tr_1(f) + b2 \cdot tw_1(f) + b3 \cdot cm_1(f)$$

In cui:

$tr_1(f)$  è la funzione che lega il tempo di percorrenza sull'arco "l" al vettore dei flussi;

---

<sup>8</sup> Il quale stabilisce che i flussi si distribuiscono sugli archi della rete in maniera tale che la somma dei costi per tutti gli utenti è minimizzata.

$tw_1(f)$  è la funzione che lega il tempo di attesa sull'arco "I" al vettore dei flussi;  
 $cm_1$  è la funzione che lega il costo monetario sull'arco "I" al vettore dei flussi;  
 $\beta_{1,2,3}$ , sono i coefficienti di reciproca sostituzione costo/tempo.

Il tempo medio di percorrenza è correlato alla velocità media che può essere mantenuta dai veicoli. Questa dipende dal tipo di veicolo, dal flusso, dalla geometria della strada ed eventualmente da limitazioni alla velocità. Per la sua determinazione, si può fare riferimento alle indicazioni del CNR che ha formulato le seguenti relazioni:

- per i **veicoli leggeri** il tempo medio di percorrenza per unità di lunghezza della strada (sec/Km) è dato da

$$x_1 = \frac{3600}{(a + bw + cw^2 + dw^3)[1 - d \cdot (p - 0,025) \cdot 4,2]} + a \cdot (q + eQ) + b \cdot (q + eQ)^3 \quad [\text{sec/Km}]$$

dove:

$w = \frac{\sum L_0 \cdot d_0}{500 \cdot L}$  è il coefficiente di visibilità per il sorpasso variabile tra 0 e 1. "L" è la lunghezza totale del ramo, mentre "L<sub>0</sub>" è la lunghezza in cui la distanza di visuale libera è pari a "d<sub>0</sub>".

- $\alpha$  e  $\beta$  sono parametri tabellati in funzione del tipo di strada;
- a, b, c, d sono parametri tabellati in funzione delle caratteristiche della strada;
- e numero di autovetture equivalenti, tabellato in funzione della pendenza di livelletta;
- $\delta$  è funzione della pendenza fittizia: 0 per  $p < 2,5\%$  ; 1 per  $p > 2,5\%$ ;
- q è il flusso orario dei veicoli leggeri;
- Q è il flusso orario dei veicoli pesanti;

- per i **veicoli pesanti** il tempo medio di percorrenza per unità di lunghezza della strada (sec/Km) può essere valutato, in funzione della massima velocità consentita dalle norme di circolazione a mezzo dell'espressione:

$$X_1 = \frac{3600}{V_{\max}} + 662,4 \left[ p - \frac{3600}{662,4 \cdot V_{\max}} + 0,0625 \right] \cdot g \quad [\text{sec/Km}]$$

dove:

$p$  pendenza fittizia;

$V_{\max}$  Velocità massima consentita ai veicoli pesanti;

$\gamma$  vale 0 per  $p < \frac{3600}{662,4 \cdot V_{\max}} - 0,0625$  ;

$\gamma$  vale 1 per  $p > \frac{3600}{662,4 \cdot V_{\max}} - 0,0625$

Per quanto attiene il consumo di carburante si fa ricorso alle seguenti relazioni:

- per i **veicoli leggeri** il consumo per ogni chilometro percorso è pari a

$$x_2 = \left[ \frac{(V_m - 60)^2}{35000} + 0,066 \right] \cdot (1 + 0,13 \cdot p) \quad [\text{litri/Km}]$$

In cui  $V_m$  è la velocità media [Km/h] di percorrenza della strada da determinare in funzione dei valori dei tempi medi di percorrenza ( $V_m = 3600/x_1$ )

$p$  è la pendenza fittizia in %

- per i **veicoli pesanti** il consumo per ogni chilometro percorso è pari a

$$X_2 = \left[ \frac{(V_m - 46)^2}{5700} \right] + 0,18 \cdot (1 + 0,58 \cdot p) \quad [\text{litri/Km}]$$

Considerato che gli spostamenti sono dell'ordine di qualche chilometro, in questa sede non saranno presi in esame i costi per il consumo di lubrificante<sup>9</sup>, dei pneumatici<sup>10</sup> ed i costi di manutenzione<sup>11</sup>.

Ottenuto il tempo medio di percorrenza unitario, moltiplicandolo per la lunghezza della strada, per il flusso orario, per il numero di persone che mediamente occupano un veicolo, e per il valore economico unitario attribuito al tempo, si ottiene il costo orario relativo al tempo di percorrenza del ramo. Il valore *unitario del tempo di percorrenza*, nel caso in cui lo scopo del viaggio sia il lavoro, può essere ottenuto rapportando il PIL (Prodotto interno Lordo<sup>12</sup>) dell'anno precedente a quello in studio, per il numero totale delle ore di lavoro svolte nello stesso periodo, ottenute moltiplicando la popolazione occupata per 250 (numero di giorni lavorativi annui) e per il numero medio di ore di lavoro.

TIPO DI STRADA	VALORI PARAMETRI				
	a	b	c	d	e
CNR 80 <sup>13</sup>					
VI	40	119	80	16	4+175 p
V	37	141,33	108	26,67	3+175 p
IV	29	194,33	184	58,67	3+175 p
Speciale A	31	194,33	184	58,67	2+175 p
III	31	194,33	184	58,67	2+175 p
I e II	113	0	0	0	2+175 p

**Tabella 9:** parametri CNR per il calcolo del tempo medio di percorrenza

TIPO DI STRADA	VALORI PARAMETRI	
	a	b
CNR 80 <sup>4</sup>		
VI	0,0054	3,90x10 <sup>-9</sup>
V	0,003	1,96x10 <sup>-9</sup>
IV	0,002	1,21x10 <sup>-9</sup>

<sup>9</sup> Il consumo di lubrificante si può stimare in  $x_3 = 0,002$  Kg/Km (autovettura) e  $X_3 = 0,010$  Kg/Km (veicoli pesanti).

<sup>10</sup> Un'autovettura consuma un treno di gomme normalmente ogni 40.000 Km, mentre un autocarro ogni 100.000 Km.

<sup>11</sup> Per l'analisi del costo riguardante questa voce si assume un determinato numero ore-operaio per Km percorso, verosimilmente pari a:

$x_5 = 0,002$  h/Km (per le autovetture)

$X_5 = 0,0022$  h/Km (per i veicoli pesanti).

<sup>12</sup> Con riferimento all'anno 2002, il PIL italiano è stato di circa 1.260 miliardi di euro. Nello stesso periodo il numero di occupati era di 22.300.000 persone, ne consegue che la produzione lorda oraria è stata di ca. 28€h.

<sup>4</sup>cfr. "Norme sulle caratteristiche geometriche delle strade extraurbane", Bollettino Ufficiale del C.N.R., A. XIV, n.78, 1980 ed inoltre "Norme sulle caratteristiche geometriche delle strade urbane", Bollettino Ufficiale del C.N.R., A. XII, n.60, 1978

Speciale A	0,001	0,25x10 <sup>-9</sup>
III	0,001	0,25x10 <sup>-9</sup>
I e II	0,001	0

**Tabella 10:** parametri CNR per il calcolo del tempo medio di percorrenza

Gli archi rappresentativi dei tronchi stradali urbani presentano caratteristiche molto diverse da quelle dei rami extraurbani. Infatti, la velocità media di percorrenza è scarsamente influenzata dal flusso, sia per la ridotta distanza tra una intersezione e la successiva, sia per la presenza di limiti di velocità, generalmente bassi. La velocità media è inoltre strettamente correlata al tipo di regolazione delle intersezioni (semaforizzata, regola di precedenza, ecc.), alla tortuosità della strada, al numero di intersezioni presenti ed alla presenza di sosta. In base a numerose esperienze italiane, il tempo medio di percorrenza in ambito urbano può essere stimato con la relazione:

$$x_{1urbano} = \frac{L}{V_l}$$

$$V_l = 31,1 + 2,8 \cdot Lu_l - 1,2 \cdot P_l - 12,8 \cdot T_l^2 - 10,4 \cdot D_l - 1,4 \cdot INT - [0,0000053 + 0,000123 \cdot X] \cdot \left(\frac{f_l}{Lu_l}\right)^2$$

In cui:

Lu: è la larghezza utile, cioè la larghezza delle strade per ciascun senso di marcia, depurata dall'ingombro dei veicoli in sosta, in metri;

P: pendenza media in percento;

T: grado di tortuosità della strada in scala [0,1];

D: grado di disturbo della circolazione in scala [0,1];

INT: numero di intersezioni secondarie presenti sul ramo e riferite al chilometro;

X: variabile ombra, pari ad 1 se la strada è senza possibilità di sorpasso, e zero altrimenti;

f: flusso dell'arco espresso in veicoli all'ora.

Per poter stimare i volumi di traffico che interesseranno la viabilità urbana ed extraurbana occorre determinare preliminarmente il numero di abitanti nell'area di Marina di Pisa negli anni 2010 e 2015.

In analogia a quanto indicato nel *capitolo 3* (condizioni demografiche ed economiche), la proiezione della popolazione residente in Marina di Pisa negli anni di

interesse può essere determinata considerando la combinazione della riduzione della popolazione evidenziata per il Comune di Pisa e del possibile incremento indotto dalla realizzazione della infrastruttura portuale e delle funzioni ad essa annesse.

Le nuove superfici previste, fino ad un massimo di 55.000 mq, possono generare una popolazione massima di 1.903 abitanti. (Cfr. Relazione tecnica impianti allegata al Piano di Recupero).

Ipotizzando un trend di variazione della popolazione residente coincidente con quello previsto per il Comune di Pisa (disgiuntamente nell'ipotesi media, bassa ed alta) si ottiene la popolazione complessiva nell'area comprendente Marina di Pisa, Tirrenia e Calambrone che sarà, verosimilmente, compresa tra i valori indicati in tabella 13. Nelle analisi che seguono si è fatto riferimento ai valori più probabili corrispondenti alla previsione centrale, pari a 8.916 abitanti per l'anno 2010 e 8.748 per l'anno 2015.

PERIODO DI ANALISI	VARIAZIONE PERCENTUALE POPOLAZIONE		
	Ipotesi centrale	Ipotesi Alta	Ipotesi Bassa
<b>2005-2010</b>	-3,03	-2,58	-3,36
<b>2005-2015</b>	-5,31	-4,08	-6,21

**Tabella 11:** variazione percentuale della popolazione

	POPOLAZIONE LITORALE PISANO		
	centrale	Alta	Bassa
<b>2010</b>	<b>8916</b>	<b>8949</b>	<b>8892</b>
<b>2015</b>	<b>8748</b>	<b>8838</b>	<b>8682</b>

**Tabella 12:** popolazione prevista (somma degli abitanti di Marina di Pisa, Tirrenia, Calambrone)

Sulla base dei valori ipotizzati dalla risoluzione del grafo rappresentativo la rete viaria, è stato possibile determinare sia il valore del TGMA sulle sezioni significative della viabilità, sia le modulazioni giornaliere di traffico, illustrate nei grafici seguenti.

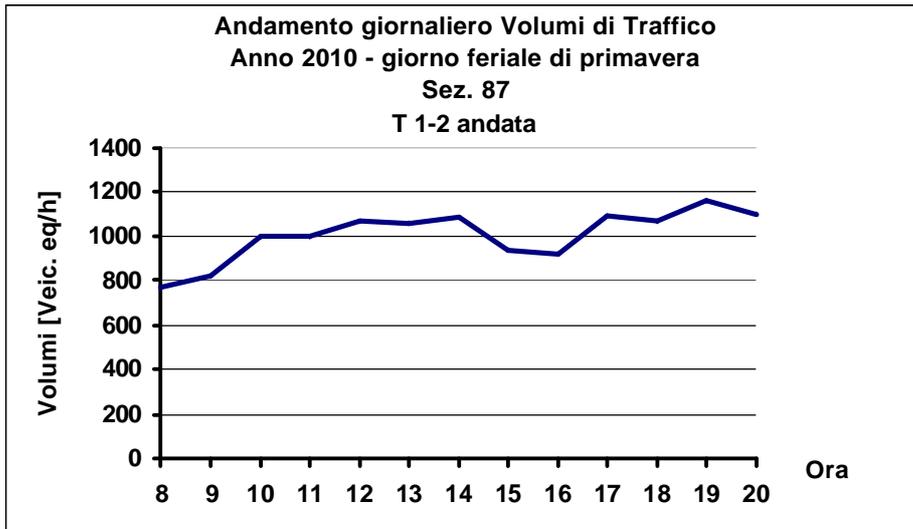


Figura 63: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2010

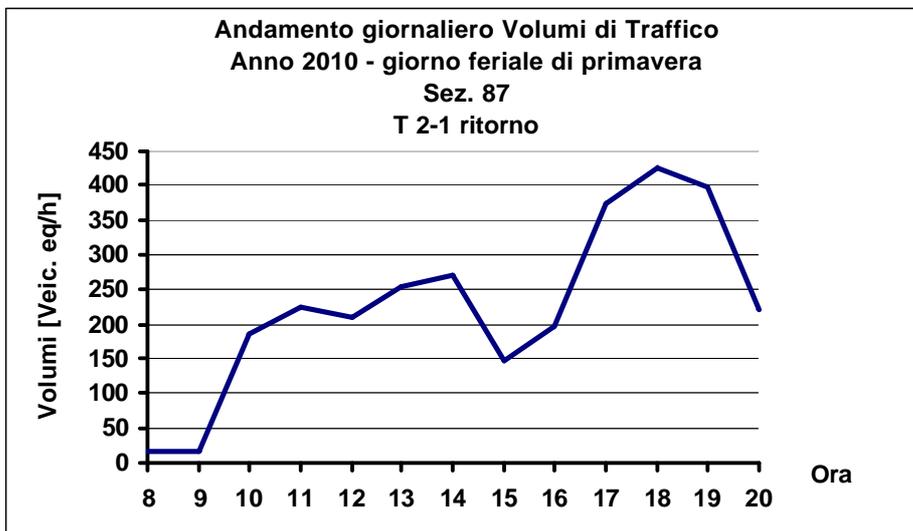


Figura 64: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2010

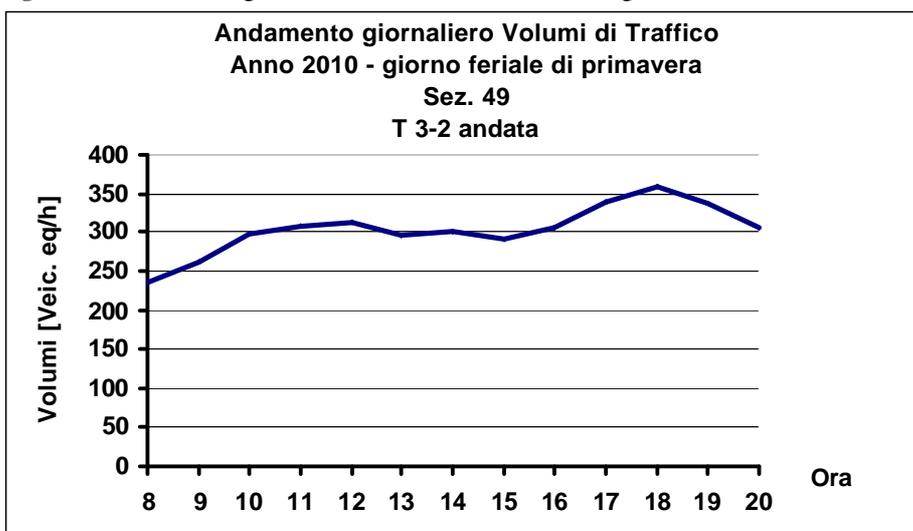


Figura 65: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2010

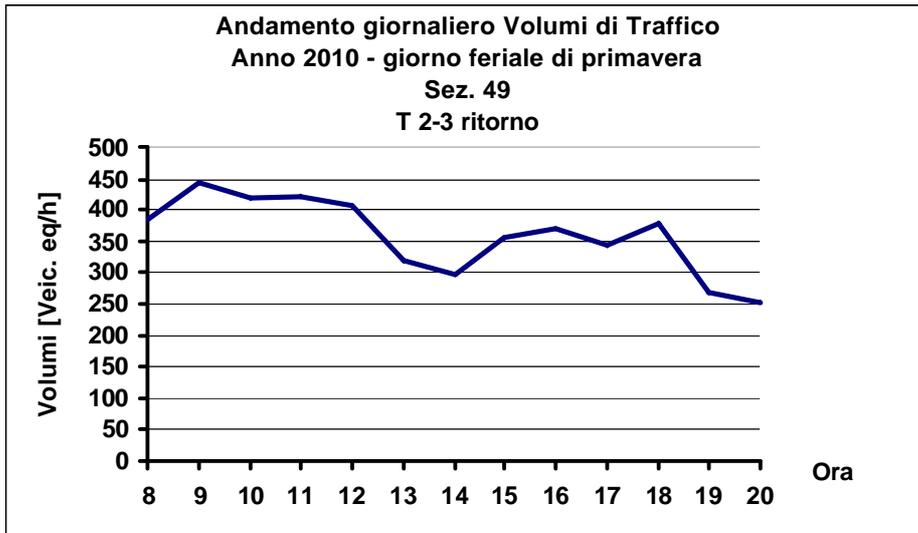


Figura 66: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2010

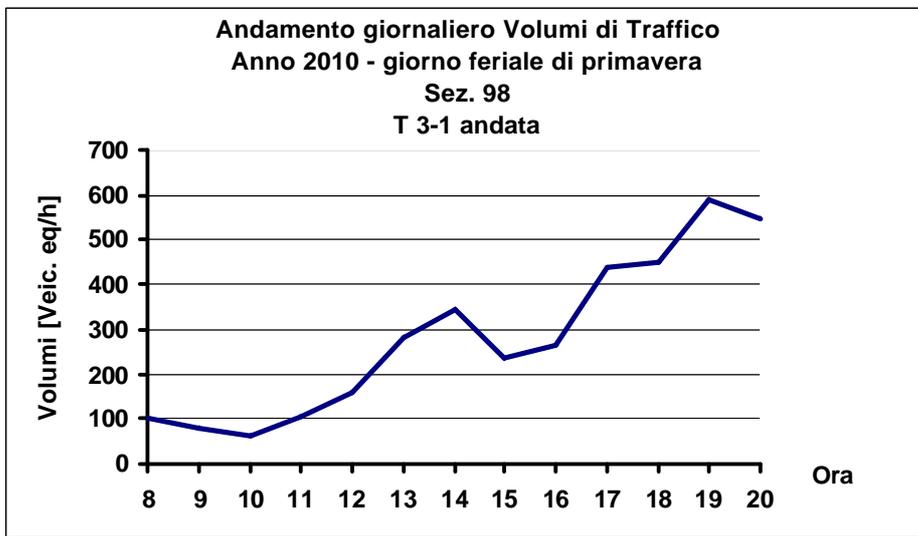


Figura 67: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2010

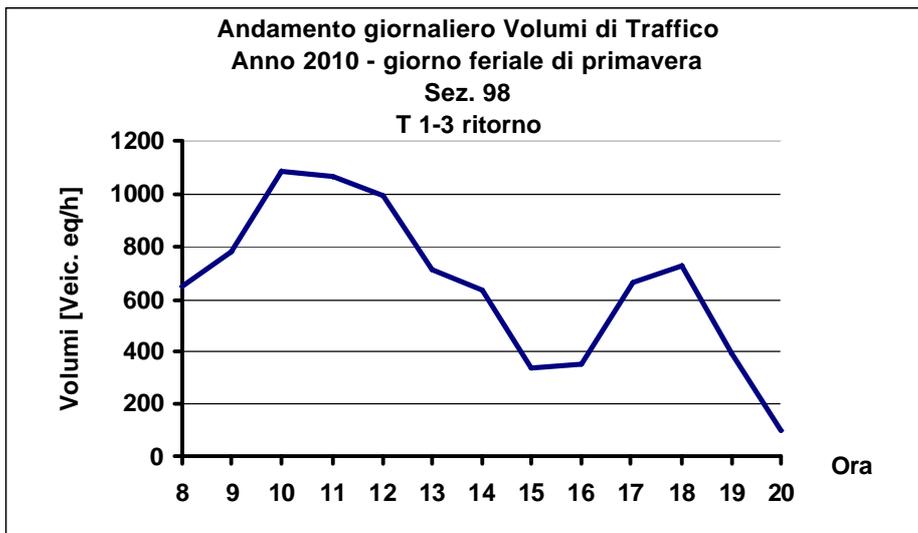


Figura 68: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2010

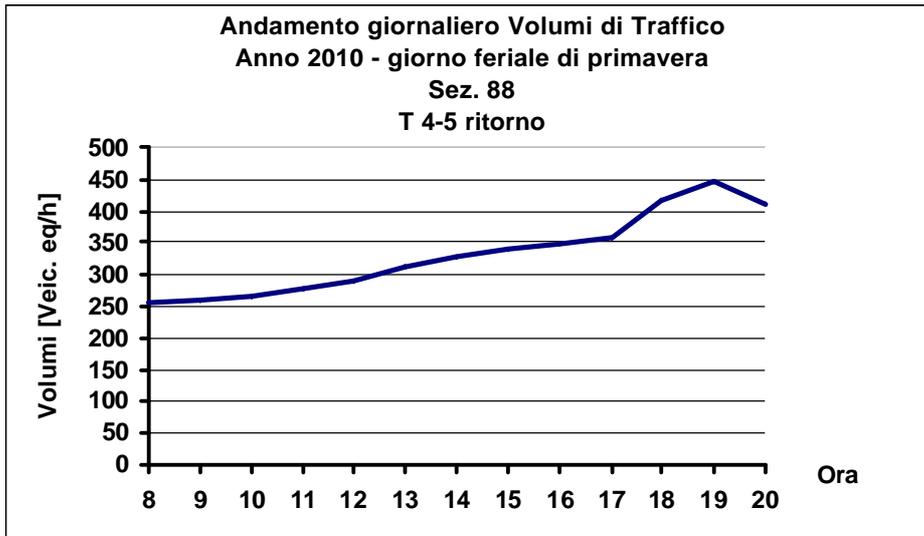


Figura 69: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2010

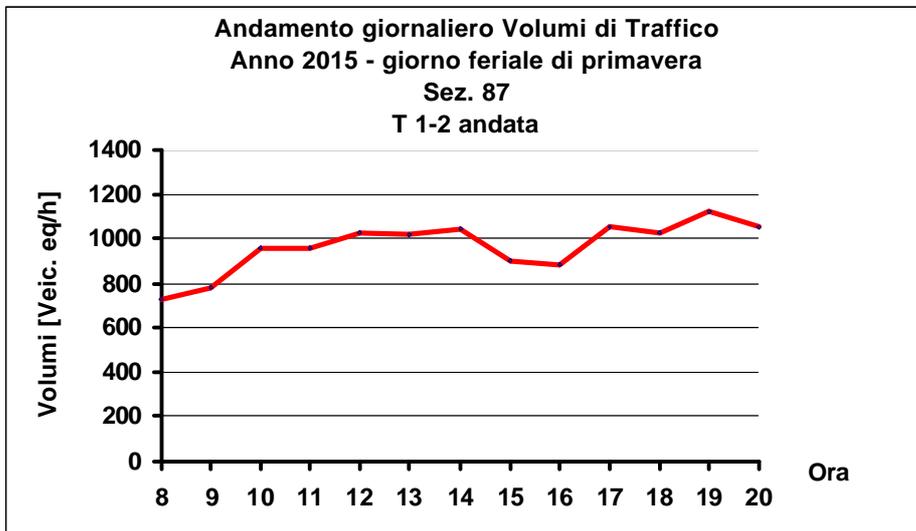


Figura 70: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2015

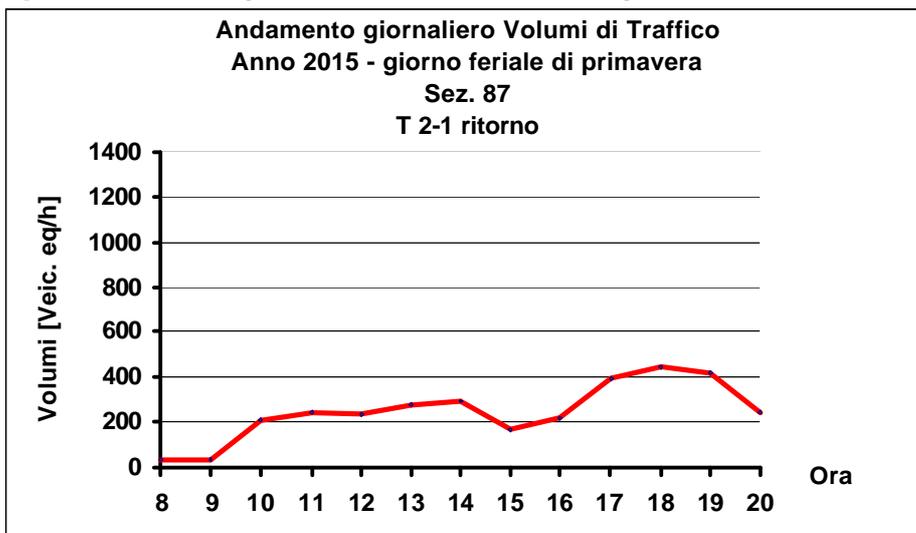


Figura 71: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2015

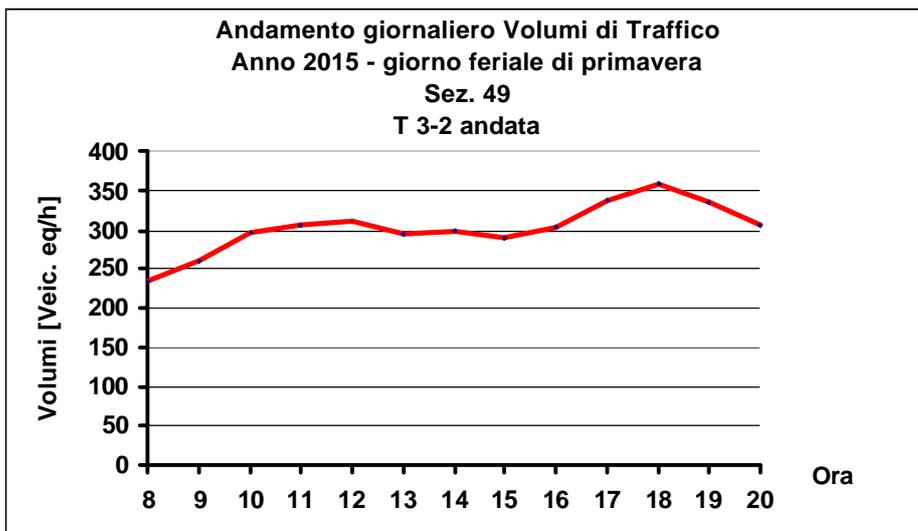


Figura 72: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2015

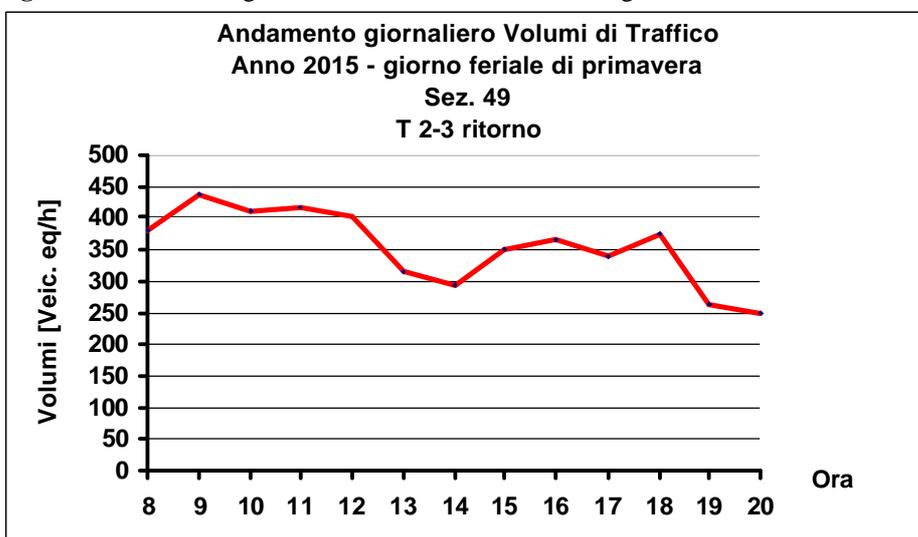


Figura 73: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2015

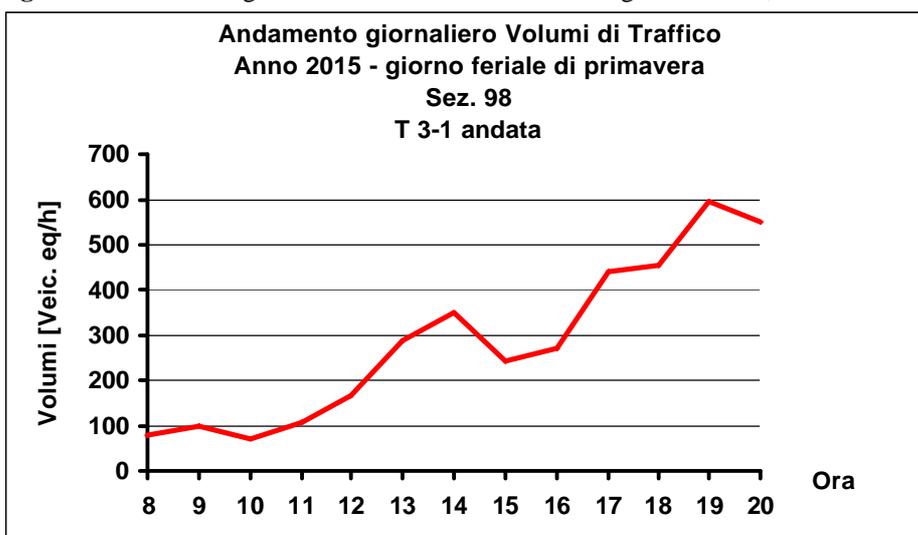


Figura 74: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2015

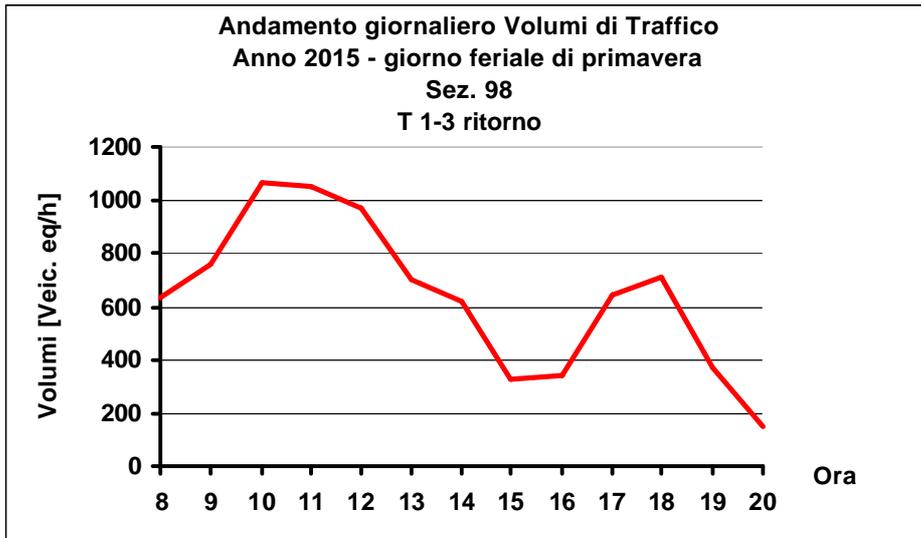


Figura 75: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2015

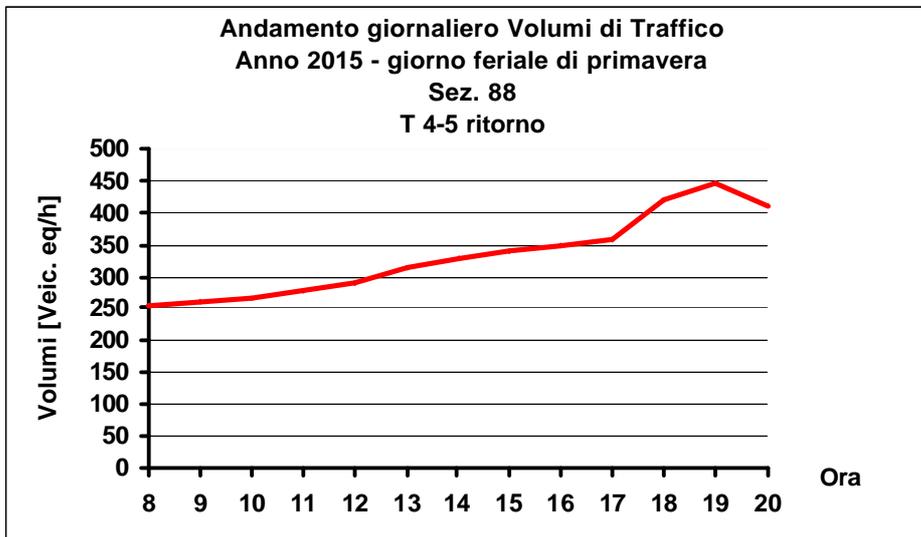


Figura 76: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2015

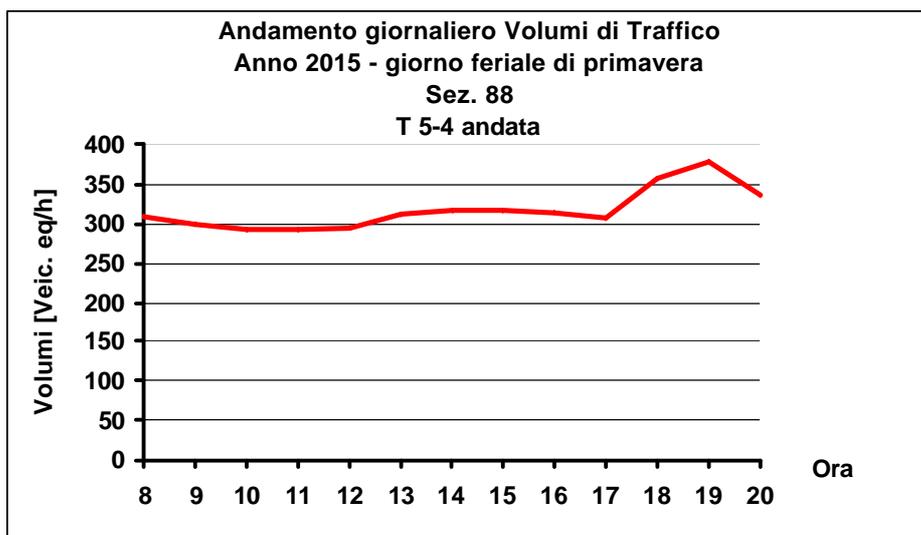


Figura 77: variazione giornaliera dei volumi di traffico – giorno feriale, anno 2015

TG diurni (7:00-20:00)		Sez. 87		Sez. 49		Sez. 98		Sez. 88	
		T <sub>1-2</sub>	T <sub>2-1</sub>	T <sub>3-2</sub>	T <sub>2-3</sub>	T <sub>1-3</sub>	T <sub>3-1</sub>	T <sub>5-4</sub>	T <sub>4-5</sub>
ANNO	2010	13082	2941	3952	4666	8474	3669	4099	4306
	2015	12538	3208	3931	4594	8333	3721	4124	4319

**Tabella 13:** traffico giornaliero diurno (7:00-20:00) equivalente – Mese Aprile

La tabella 15 riporta i valori del traffico giornaliero diurno per una generica giornata primaverile (mese di Aprile) dell'anno 2010 e dell'anno 2015, riferiti alle sezioni 49, 87, 88, e 98. I valori sono stati ottenuti tramite il modello di regressione lineare di cui si è discusso in precedenza. In base a detti valori è possibile operare la stima del traffico giornaliero medio annuale (TGMA), tenendo presente che la strada *Ex SS 224* è caratterizzata da un traffico pendolare e turistico. Si è fatto riferimento alla Normativa Svizzera SNV 640 005a, che individua i rapporti tra il Traffico Giornaliero ed il traffico giornaliero medio annuo, per i diversi mesi dell'anno. Gli istogrammi di interesse della Normativa Svizzera (figure 78 e 79) hanno consentito di verificare che per il caso in studio è valida la seguente relazione:

$$\frac{TG_{APRILE}}{TGMA} = 88\%$$

I valori di TGMA diurno sono riportati in tabella 14, mentre in tabella 15 sono indicate le percentuali di veicoli pesanti<sup>14</sup>.

TGMA diurno (7:00-20:00)		Sez. 87		Sez. 49		Sez. 98		Sez. 88	
		T <sub>1-2</sub>	T <sub>2-1</sub>	T <sub>3-2</sub>	T <sub>2-3</sub>	T <sub>1-3</sub>	T <sub>3-1</sub>	T <sub>5-4</sub>	T <sub>4-5</sub>
ANNO	2010	14866	3342	4491	5302	9630	4169	4658	4893
	2015	14248	3645	4467	5220	9469	4228	4686	4908

**Tabella 14:** traffico giornaliero medio annuale diurno (7:00-20:00)

Percentuale veicoli pesanti (7:00-20:00)		Sez. 87		Sez. 49		Sez. 98		Sez. 88	
		T <sub>1-2</sub>	T <sub>2-1</sub>	T <sub>3-2</sub>	T <sub>2-3</sub>	T <sub>1-3</sub>	T <sub>3-1</sub>	T <sub>5-4</sub>	T <sub>4-5</sub>
ANNO	2010	10,7	10,2	5,5	5,2	4,5	5,3	9,0	8,9
	2015	10,6	10,3	5,6	5,4	4,3	4,7	8,9	8,8

**Tabella 15:** percentuale veicoli pesanti – fascia oraria 7:00 – 20:00

Riferendosi sempre alla Norma SNV 640 005a, che fornisce i valori riscontrati sperimentalmente, relativi ai rapporti tra traffico rilevato in un certo periodo temporale

<sup>14</sup> Conformemente a quanto previsto nei conteggi di traffico condotti dall'Amministrazione provinciale di Pisa, "Area Governo del Territorio Servizio Viabilità e Trasporti", sono stati considerati "pesanti" i veicoli commerciali, i caravan le roulotte, i commerciali pesanti, i bus ed i mezzi speciali.

della giornata (15:00- 20:00, 7:00 – 21:00, 6:00 – 22:00, 5:00, 22:00) ed il traffico giornaliero sulle ventiquattro ore, è possibile stimare altresì:

- a) il traffico giornaliero annuale notturno (TGMA<sub>n</sub>);
- b) il traffico giornaliero medio annuale (TGMA).

In particolare, avendo valutato il rapporto tra il traffico transitante da una generica sezione stradale con carattere turistico nel periodo compreso tra le 7:00 e le 20:00, ed il traffico complessivo delle ventiquattro ore, pari all'81% (cfr, figura 79), si possono ottenere i valori riportati nelle seguenti tabelle:

TGMA notturno (20:00-7:00)		Sez. 87		Sez. 49		Sez. 98		Sez. 88	
		T <sub>1-2</sub>	T <sub>2-1</sub>	T <sub>3-2</sub>	T <sub>2-3</sub>	T <sub>1-3</sub>	T <sub>3-1</sub>	T <sub>5-4</sub>	T <sub>4-5</sub>
ANNO	2010	3487	784	1053	1244	2259	978	1093	1148
	2015	3342	855	1048	1225	2221	992	1099	1151

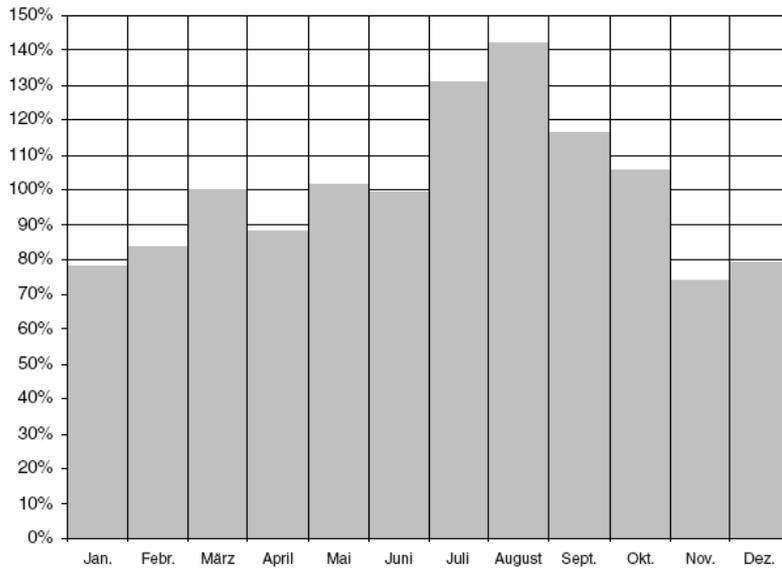
**Tabella 16:** traffico giornaliero medio annuo notturno

Percentuale veicoli pesanti (20:00-7:00)		Sez. 87		Sez. 49		Sez. 98		Sez. 88	
		T <sub>1-2</sub>	T <sub>2-1</sub>	T <sub>3-2</sub>	T <sub>2-3</sub>	T <sub>1-3</sub>	T <sub>3-1</sub>	T <sub>5-4</sub>	T <sub>4-5</sub>
ANNO	2010	3,3	2,1	0,9	1,1	1,5	1,6	1,6	1,3
	2015	3,4	2,0	0,9	1,1	1,3	1,5	1,6	1,3

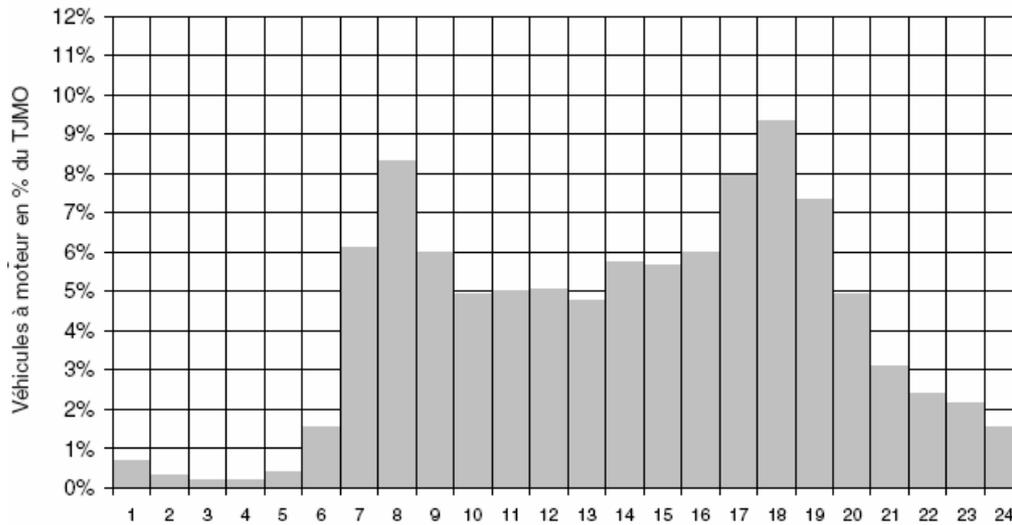
**Tabella 17:** percentuale veicoli pesanti – fascia oraria 20:00 – 7:00

TGMA		T <sub>1-2</sub>	T <sub>2-1</sub>	T <sub>3-2</sub>	T <sub>2-3</sub>	T <sub>1-3</sub>	T <sub>3-1</sub>	T <sub>5-4</sub>	T <sub>4-5</sub>
ANNO	2010	18353	4126	5544	6546	11888	5147	5751	6041
	2015	17590	4501	5515	6445	11691	5220	5786	6059

**Tabella 18:** traffico giornaliero medio annuale

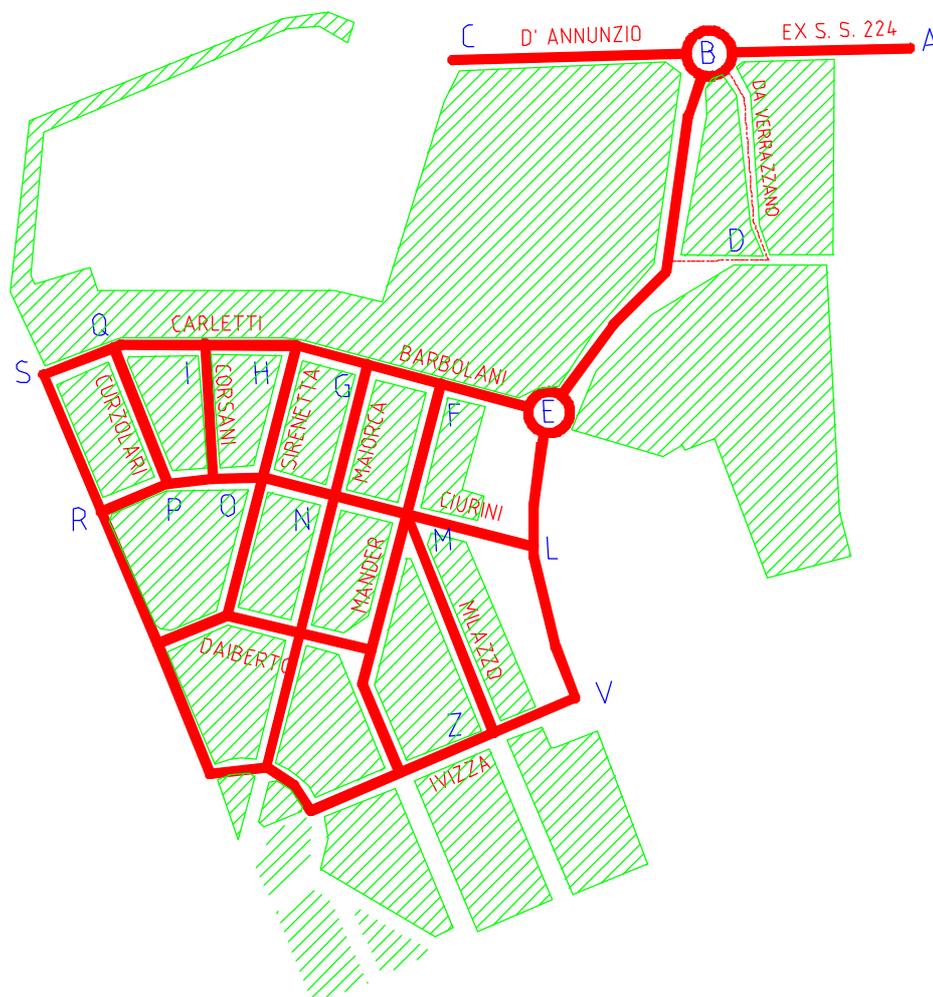


**Figura 78:** variazione mensile del rapporto tra traffico del mese e traffico annuale



**Figura 79:** variazione giornaliera dei volumi di traffico

Per la viabilità urbana schematizzata nel grafo di *figura 80*, i valori dei volumi di traffico previsti per l'anno 2010 e per il 2015 sono indicati in *tabella 21*.



**Figura 80:** grafo dell'area urbana di Marina di Pisa



**Figura 81:** via Maiorca direzione Pisa



**Figura 82:** Via Barbolani incrocio via Maiorca



Figura 83: Via Sirenetta



Figura 84: Via DaVerazzano

VIABILITA' URBANA			2010			2015		
			TGMd	TGMn	TGMA	TGMd	TGMn	TGMA
1	Variante EX SS 234 (tra le due rotatorie)	B - E	14866	3487	18353	14248	3342	17590
		E - B	3342	784	4126	3645	855	4501
2	Via Da Verazzano	B - D	743	174	918	712	167	879
		D - B	628	147	775	602	141	743
3	Via Barbolani	E - F	6359	1492	7851	6095	1430	7525
		F - E	6128	1437	7566	5873	1378	7251
4	Via Ginestra	F - M	2659	624	3283	2549	598	3147
		M - F	2973	697	3671	2850	668	3518
5	Via Maiorca	G - N	5633	1321	6954	5398	1266	6665
		N - G	6310	1480	7790	6047	1419	7466
6	Via Sirenetta	H - O	2940	690	3630	2818	661	3479
		O - H	2725	639	3365	2612	613	3225
7	Via Corsini	I - P	1008	236	1244	966	227	1192
		P - I	925	217	1142	887	208	1094
8	Via Curzolari	Q - R	842	198	1040	807	189	997
		R - Q	975	229	1203	934	219	1153
9	Via Ciurini	L - M	6458	1515	7973	6190	1452	7642
		M - L	4708	1104	5812	4512	1058	5570
10	Variante EX SS 224 (tronco a Sud dell'innesto con via Barbolani)	E - L	10406	2441	12847	9973	2339	12313
		L - E	3171	744	3915	3040	713	3752
11	Via Carletti	G - H	3337	783	4119	3198	750	3948
		H - G	2907	682	3589	2786	654	3440
12	Via Ivizza	V - Z	1784	418	2202	1710	401	2111
		Z - V	1668	391	2060	1599	375	1974
13	Viale D'Annunzio	B - C	875	205	1081	839	197	1036
		C - B	1553	364	1917	1488	349	1837

Tabella 19: valori di traffico giornaliero medio per la viabilità urbana

Ad esclusione del tratto in variante della *Ex S.S. 224* dove la percentuale dei veicoli pesanti si attesta al valore 10,7 % (3,3% nelle ore notturne) nella direzione Pisa Tirrenia, la viabilità urbana è caratterizzata da modeste percentuali di traffico pesante che non

superano mai il valore del 4% diurno e del 2% notturno. Occorre precisare che nelle analisi svolte si sono considerati “mezzi pesanti” anche caravan, roulotte e veicoli commerciali leggeri; pertanto, le percentuali dei veicoli più nocivi in termini di emissioni di inquinanti, di rumori, e vibrazioni, come autobus, autosnodati, mezzi speciali, ecc., sono praticamente trascurabili.

## 6 Calcolo capacità e livello di servizio

### 6.1 Ambito extraurbano (EX S.S. 224)

Il fenomeno circolatorio in ambito extraurbano si analizza in condizioni di *flusso ininterrotto*, ovvero quando la corrente di traffico presente sulla strada o su una corsia non subisce alcun disturbo da fattori esterni, anche se il deflusso può risultare perturbato per cause interne alla corrente (ad esempio nel caso di incidente, rientro di un veicolo dalla corsia di emergenza, rallentamenti provocati dalle diverse prestazioni dei veicoli, etc.). Questa particolare condizione si instaura sulle strade in cui si ha il completo controllo degli accessi (mediante intersezioni dislivellate). Nel caso di intersezioni a raso è ancora possibile riferirsi alla condizione di deflusso ininterrotto purché le analisi riguardino tratti sufficientemente distanti dalle intersezioni, in modo che non si risentano sui tronchi correnti gli effetti perturbatori generati dalle intersezioni stesse.

Si riportano alcune definizioni dei termini utilizzati nel seguito:

- **Volume di traffico (VT)**: numero totale di veicoli che attraversa (o che si prevede attraverserà) una sezione della strada in un dato intervallo di tempo T. Il periodo di riferimento può essere l'anno, il giorno, l'ora o una sua frazione;
- **Portata veicolare (Q)**: numero di veicoli transitanti (o che si prevede transiteranno) in una sezione stradale in un intervallo temporale più piccolo dell'ora (generalmente 15 minuti), espressa in veic/h;
- **Capacità**: “massima” portata relativa ad un prestabilito periodo di tempo (generalmente l'ora) che può defluire attraverso una sezione o un tronco della strada per un'assegnata configurazione del sistema stradale (strada, ambiente, traffico, controllo). In considerazione del carattere aleatorio della circolazione stradale, la capacità deve intendersi come “portata che - per la configurazione in esame - ha sufficiente probabilità di non essere superata”.
- **Fattore dell'ora di punta**: è il rapporto tra il Volume orario V e la portata di punta all'interno dell'ora:

$$PHF = \frac{\text{Volume\_Orario}}{\text{Portata\_di\_Punta}} = \frac{V}{4 \cdot V_{15}}$$

Nota il PHF ed il volume di traffico V di progetto (VHP) è possibile determinare la portata di progetto ( $4 \times V_{15}$ ).

- **La densità della corrente ( $D = m/L$ ):** è una grandezza istantanea che si può calcolare dal rapporto tra il numero di veicoli ( $m$ ) presenti ad un dato istante in un tronco stradale di lunghezza  $L$  e la lunghezza del tronco; essa indica il numero di veicoli che in un dato istante di tempo occupano un tratto di strada di lunghezza  $L$ . Il valore della Densità fornisce una indicazione sulla vicinanza reciproca tra i veicoli e quindi della “libertà di manovra” nella corrente veicolare.
- **Il distanziamento spaziale ( $s$ ):** è la distanza tra due successivi veicoli che si muovono in una stessa corrente di traffico, misurata con riferimento allo stesso punto di ciascun veicolo (ad esempio: paraurti anteriore o posteriore, asse delle ruote anteriori o posteriori, ecc..). La distanza “ $s$ ” è generalmente espressa in metri e può essere determinata attraverso misurazione diretta o, come accade più frequentemente, indirettamente;
- **il distanziamento temporale ( $t$ ):** indica il tempo che trascorre tra due transiti consecutivi dei veicoli, misurato con riferimento alla stessa sezione stradale e allo stesso punto di ciascun veicolo; il distanziamento può essere facilmente misurato “sul campo” con un semplice cronometro. Indicando con  $\tau_m$  la media dei distanziamenti temporali, e con  $s_m$  la media dei distanziamenti spaziali, in condizioni di flusso ininterrotto, valgono le seguenti relazioni:

$$D[veic / Km] = \frac{1000}{s_m[m / veic]}$$

$$t_m[s / veic] = \frac{s_m[m / veic]}{v[m / s]}$$

$$Q[veic / h] = \frac{3600}{t_m[s / veic]}$$

Mentre il Volume di traffico costituisce il parametro che quantifica il numero di utenti che in un certo intervallo di tempo utilizzano una strada, la velocità è uno dei parametri utilizzati per identificare il livello di servizio di diverse tipologie di strade.

Della velocità possono darsi diverse definizioni:

- **Velocità istantanea media** o velocità media nel tempo ( $V_t$ ), si ottiene mediando aritmeticamente i valori delle velocità registrate al passaggio dei veicoli attraverso una sezione stradale in un determinato intervallo temporale  $T$ :

$$\bar{V}_t = \frac{\sum_{i=1}^n v_i}{n}$$

- **Velocità media del viaggio** o velocità media nello spazio ( $V_s$ ): è il rapporto tra la lunghezza di un determinato tratto di strada e la media aritmetica dei tempi che i veicoli della corrente impiegano per percorrerlo, comprensivi dei perditempo

$$\bar{V}_s = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{\Delta t_i}{n}} = \frac{nL}{\sum_{i=1}^n \Delta t_i}$$

Per valutare quantitativamente il funzionamento sotto traffico del sistema stradale, occorre utilizzare specifici *modelli di deflusso* che esprimono le relazioni matematiche tra i parametri sopra elencati. I modelli usualmente impiegati sono di due tipi:

- deterministici, quando si è interessati a relazioni tra le variabili valide in media;
- stocastici, nel caso in cui è necessario un approfondimento puntuale del deflusso, per la qualcosa è necessario descrivere la struttura probabilistica dei processi temporali del fenomeno “traffico”.

I metodi, i criteri e le indicazioni normative per la progettazione geometrica delle infrastrutture stradali (planimetria, profilo, piattaforma) si basano su modelli semplificati del comportamento dinamico del veicolo, dell’atteggiamento umano alla guida e delle condizioni dell’ambiente stradale.

La Normativa Italiana intrinsecamente considera la condizione di veicolo isolato, quindi generalmente in sede di progetto, ci si riferisce ad una situazione di traffico caratterizzata da valori di densità veicolare talmente bassi da consentire a ciascun utente di poter mantenere la velocità desiderata. L’utente viene dunque condizionato dalla sola geometria della strada e non dal comportamento degli altri utenti.

Per le strade in esercizio l’interferenza che ogni utente subisce per la contemporanea presenza di altri veicoli aumenta al crescere della domanda e cioè al variare delle condizioni di circolazione.

Le condizioni di circolazione dipendono da:

- Tipo di strada e sue caratteristiche geometriche;
- Tipologia delle intersezioni e distanziamento tra le stesse;
- Parametri del deflusso: portata, velocità, densità;
- Composizione del traffico: veicoli leggeri, pesanti, due ruote, pedoni;
- Tipo di utenti: abituali e non;
- Condizioni meteorologiche;
- Condizioni di illuminazione: notte, giorno, ecc..

Le differenti condizioni di circolazione forniscono una ben determinata qualità della stessa circolazione, che può essere definita come il complesso degli oneri che gli utenti devono affrontare utilizzando una certa infrastruttura: costi monetari del viaggio, tempo speso, comfort di marcia, stress psicofisico, ecc...

La **metodologia HCM 2000<sup>15</sup>** consente di valutare per ciascuna strada il Livello di servizio (L.d.S.), cioè “una misura quantitativa delle condizioni di circolazione e della loro percezione da parte degli utenti”. I livelli di servizio sono sei e precisamente:

- **L.d.S. A** : rappresenta le condizioni di flusso libero con totale assenza di condizionamento tra i veicoli;



**Figura 85:** condizioni di circolazione LdS A

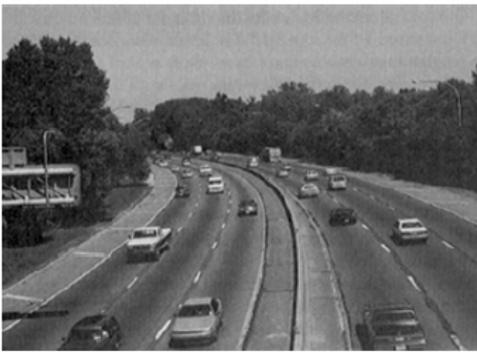
- **L.d.S. B** : rappresenta le condizioni di deflusso con ridotti condizionamenti e con elevate condizioni di comfort fisico e psicologico;

<sup>15</sup> *Highway Capacity Manual 2000*, Transportation research board, Ed. 2000



**Figura 86:** condizioni di circolazione LdS B

- **L.d.S. C** : i condizionamenti sono maggiori e ciò porta ad un comportamento di guida caratterizzato da numerosi cambi di corsia e sorpassi che impongono alti livelli di attenzione per gli utenti;



**Figura 87:** condizioni di circolazione LdS C

- **L.d.S. D** : flusso ancora stabile ma con condizionamenti elevati, ridotta libertà di manovra e basso livello di comfort psicofisico;



**Figura 88:** condizioni di circolazione LdS D

- **L.d.S. E** : condizionamenti pressoché totali, livelli di comfort scadenti, le condizioni di deflusso sono al limite della instabilità;



**Figura 89:** condizioni di circolazione LdS E

- **L.d.S. F** : condizioni di flusso forzato con frequenti ed improvvisi arresti della corrente, condizione di stop and go;



**Figura 90:** condizioni di circolazione LdS F

La procedura prevista dal metodo HCM 2000 è diversa nel caso in cui si voglia valutare il livello di servizio per una strada a carreggiate separate, e nel caso in cui si stia studiando una strada ad unica carreggiata. L'approccio da utilizzare per le strade a carreggiata unica, come la strada *Ex S.S. 224* che connette Pisa con Marina di Pisa, tiene conto che la circolazione è fortemente condizionata dalle velocità praticate dai veicoli lenti e dal numero di utenti che per effettuare la manovra di sorpasso invadono la corsia di marcia opposta. Per tale ragione i parametri caratterizzanti il livello di servizio (L.d.S), nel caso di strade a due corsie<sup>16</sup>, sono costituiti dalla percentuale del tempo speso in coda (*PTSF*) e dalla velocità media del viaggio ( $\bar{V}_s$ ).

<sup>16</sup> Si possono distinguere in: *strade con standard tecnico elevato utilizzate per spostamenti di media o lunga distanza, per le quali è prevalente la funzione di mobilità (Classe I) - tipo C della classificazione italiana; e strade a carattere locale, con funzione prevalente di accessibilità (Classe II) - tipo F della classificazione italiana.*

Il metodo prevede innanzi tutto l'individuazione delle condizioni di base (ossia l'assenza di di fattori restrittivi inerenti la geometria il traffico e l'ambiente), definite nel seguente elenco:

- larghezza delle corsie non minore di 3,60 m;
- distanza dall'ostacolo laterale in dx (banchina) non minore di 1,80 m;
- sorpasso consentito su tutto lo sviluppo del tracciato;
- traffico costituito dal sole autovetture;
- nessun impedimento al traffico in transito (presenza di punti di accesso);
- andamento altimetrico pianeggiante ( $i = 2\%$ );
- flusso egualmente ripartito nelle due direzioni;

Capacità: in una sola direzione la capacità in condizioni ideali è pari a 1700 pcu/h; per tratti estesi, in entrambe le direzioni, la capacità non supera le 3200 pcu/h<sup>17</sup>.

La qualità della circolazione è apprezzata attraverso due parametri:

- la percentuale del tempo di viaggio speso in accodamento;
- la velocità media del viaggio.

Entrambi gli indicatori sono utilizzati per le strade di classe I (cfr. nota 16); per le strade di Classe II si utilizza solamente il parametro velocità. L'iter da seguire per la determinazione del LdS è sintetizzato in *figura 92*

LOS	Percent Time-Spent-Following	Average Travel Speed (km/h)
A	≤ 35	> 90
B	> 35-50	> 80-90
C	> 50-65	> 70-80
D	> 65-80	> 60-70
E	> 80	≤ 60

Note:  
LOS F applies whenever the flow rate exceeds the segment capacity.

**Tabella 20:** valori limite dei parametri che individuano il livello di servizio per le strade C

<sup>17</sup> pcu, acronimo di passenger car unit

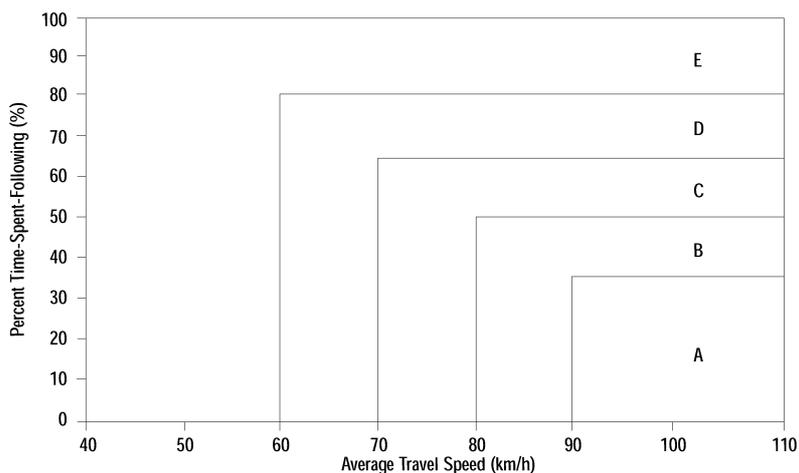


Figura 91: il grafico consente di determinare il LDS nota la velocità media del viaggio e la percentuale di tempo speso in coda

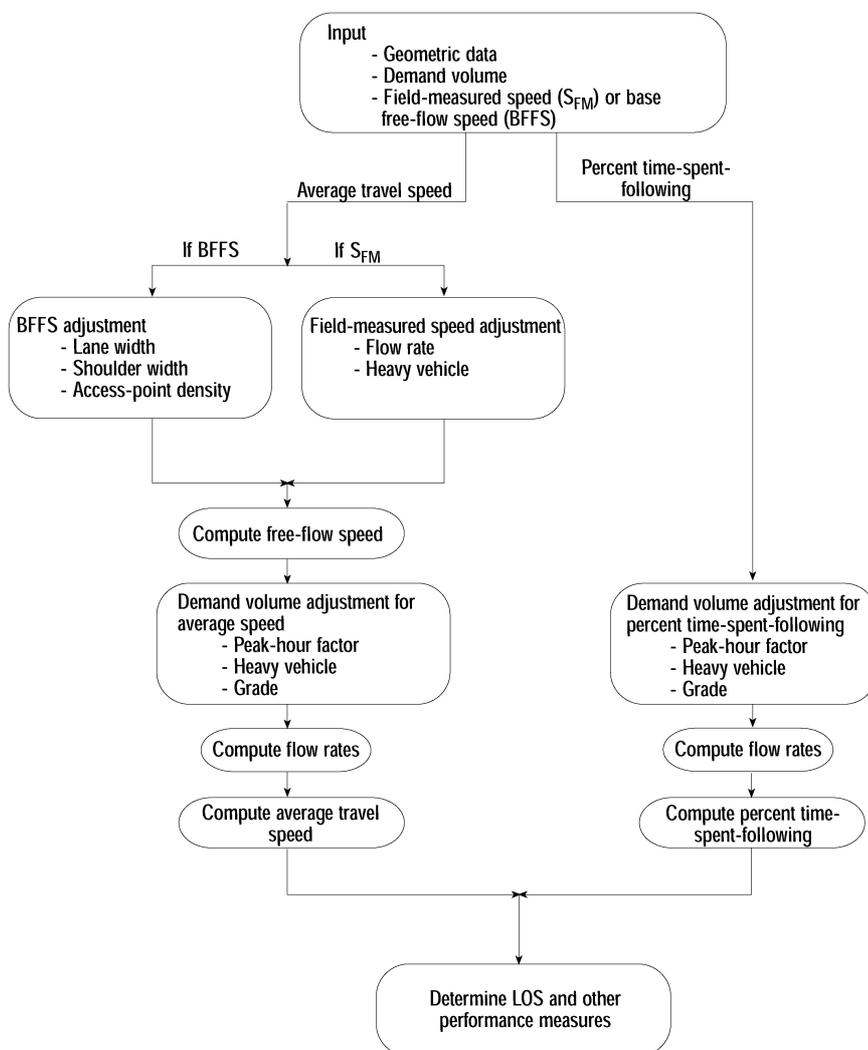


Figura 92: diagramma di flusso della procedura per il calcolo del Livello di servizio nelle strade a due corsie con unica carreggiata.

L'analisi può essere sviluppata prendendo in esame entrambe le direzioni di marcia (analisi globale), o studiando separatamente le condizioni di circolazione nei due versi. L'analisi globale è utilizzabile su tronchi estesi, omogenei (per geometria e condizioni di traffico), e con terreno pianeggiante o ondulato. L'analisi direzionale va eseguita se il terreno è montuoso o su specifiche livellette di lunghezza non inferiore ad 1 Km con pendenza del 3%. Si illustrano brevemente le fasi di cui si compone l'analisi globale, che è stata utilizzata per l'infrastruttura in studio.

**1. Determinazione della velocità di flusso libero (Free Flow Speed, FFS)**

Nel caso in cui non si possa (ad esempio perché l'infrastruttura non è ancora realizzata) o non si voglia effettuare una misura diretta su strada, la FFS può essere stimata con la relazione:

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$$

in cui:

BFFS = velocità di flusso libero in condizioni di base (media ponderale delle velocità di progetto);

$f_{LS}$ ,  $f_A$  = riduzioni rispettivamente per larghezza di corsia/distanza dall'ostacolo laterale e frequenza degli accessi.

Lane Width (m)	Reduction in FFS (km/h)			
	Shoulder Width (m)			
	≥ 0.0 < 0.6	≥ 0.6 < 1.2	≥ 1.2 < 1.8	≥ 1.8
2.7 < 3.0	10.3	7.7	5.6	3.5
≥ 3.0 < 3.3	8.5	5.9	3.8	1.7
≥ 3.3 < 3.6	7.5	4.9	2.8	0.7
≥ 3.6	6.8	4.2	2.1	0.0

**Tabella 21:** riduzione della velocità di flusso libero in funzione della larghezza della banchina

Access Points per km	Reduction in FFS (km/h)
0	0.0
6	4.0
12	8.0
18	12.0
≥ 24	16.0

**Tabella 22:** riduzione della velocità di flusso libero in funzione della frequenza degli accessi

## II. Calcolo della portata oraria

La portata equivalente in condizioni non ideali avrà valori diversi a seconda che sia utilizzata per il calcolo della percentuale di tempo speso in accodamento ovvero per la determinazione della velocità media di viaggio.

A partire dal volume di traffico (ad es. nell'ora di punta) si stima la portata oraria:

$$v_p = \frac{VHP}{phf \cdot f_G \cdot f_{HV}}$$

$v_p$  = portata oraria (15 min di punta), in autovetture equivalenti/h

VHP = volume orario di traffico (ad es. volume di progetto, traffico di un'ora di punta, etc.), in veic/h

phf = fattore dell'ora di punta (0,80÷0,95)

$f_G$  = coefficiente correttivo per andamento altimetrico

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0-600	0-300	1.00	0.71
> 600-1200	> 300-600	1.00	0.93
> 1200	> 600	1.00	0.99

**Tabella 23:** valori del coefficiente  $f_G$ , da usare per valutare gli effetti dell'andamento altimetrico sulla velocità media del viaggio ( $\bar{V}_s$ ).

Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
		Level	Rolling
0-600	0-300	1.00	0.77
> 600-1200	> 300-600	1.00	0.94
> 1200	> 600	1.00	1.00

**Tabella 24:** valori del coefficiente  $f_G$ , da usare per valutare gli effetti dell'andamento altimetrico sulla percentuale di tempo in coda (PTC).

$f_{HV}$  = coeff. correttivo per presenza di traffico eterogeneo (veicoli industriali):

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_t \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

In cui si è indicato con  $P_t$  la percentuale dei veicoli pesanti e con  $P_R$  la percentuale dei veicoli turistici.

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.7	2.5
	> 600-1,200	> 300-600	1.2	1.9
	> 1,200	> 600	1.1	1.5
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.1
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.1
	> 1,200	> 600	1.0	1.1

**Tabella 25:** coefficienti di equivalenza  $E_T$  ed  $E_R$  per valutare gli effetti dei mezzi lenti sulla velocità media del viaggio ( $\bar{V}_s$ ).

Vehicle Type	Range of Two-Way Flow Rates (pc/h)	Range of Directional Flow Rates (pc/h)	Type of Terrain	
			Level	Rolling
Trucks, $E_T$	0-600	0-300	1.1	1.8
	> 600-1,200	> 300-600	1.1	1.5
	> 1,200	> 600	1.0	1.0
RVs, $E_R$	0-600	0-300	1.0	1.0
	> 600-1,200	> 300-600	1.0	1.0
	> 1,200	> 600	1.0	1.0

**Tabella 26:** coefficienti di equivalenza  $E_T$  ed  $E_R$  per valutare gli effetti dei mezzi lenti sulla velocità media del viaggio (PTC).

### III. Determinazione della *velocità media di viaggio* (Average Travel Speed - ATS)

Questo indicatore si può calcolare a partire dalla *velocità di flusso libero*, dalla *portata oraria* (come sopra determinata, in pcu/h) e da un fattore correttivo ( $f_{np}$ ) che tiene conto della percentuale di tracciato con sorpasso impedito:

$$ATS = FFS - 0,0125 v_p - f_{np}$$

Two-Way Demand Flow Rate, $v_p$ (pc/h)	Reduction in Average Travel Speed (km/h)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
200	0.0	1.0	2.3	3.8	4.2	5.6
400	0.0	2.7	4.3	5.7	6.3	7.3
600	0.0	2.5	3.8	4.9	5.5	6.2
800	0.0	2.2	3.1	3.9	4.3	4.9
1000	0.0	1.8	2.5	3.2	3.6	4.2
1200	0.0	1.3	2.0	2.6	3.0	3.4
1400	0.0	0.9	1.4	1.9	2.3	2.7
1600	0.0	0.9	1.3	1.7	2.1	2.4
1800	0.0	0.8	1.1	1.6	1.8	2.1
2000	0.0	0.8	1.0	1.4	1.6	1.8
2200	0.0	0.8	1.0	1.4	1.5	1.7
2400	0.0	0.8	1.0	1.3	1.5	1.7
2600	0.0	0.8	1.0	1.3	1.4	1.6
2800	0.0	0.8	1.0	1.2	1.3	1.4
3000	0.0	0.8	0.9	1.1	1.1	1.3
3200	0.0	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1

**Tabella 27:** fattore fnp riduttivo della velocità media del viaggio in funzione della portata e della percentuale di tracciato con sorpasso impedito.

**IV. Determinazione della percentuale di tempo speso in accodamento**

Il tempo speso in accodamento è legato alla portata, alla distribuzione direzionale del traffico ed alla percentuale di zone con sorpasso impedito:  $PTSF = BPTSF + f_{d/np}$

BPTSF = percentuale di tempo speso in accodamento in condizioni di base:

$$BPTSF = 100 \cdot \left(1 - e^{-0.000879 \cdot v_p}\right)$$

$f_{d/np}$  = fattore correttivo per l'effetto combinato della distribuzione direzionale e dell'impedimento al sorpasso

Two-Way Flow Rate, $v_p$ (pc/h)	Increase in Percent Time-Spent-Following (%)					
	No-Passing Zones (%)					
	0	20	40	60	80	100
Directional Split = 50/50						
≤ 200	0.0	10.1	17.2	20.2	21.0	21.8
400	0.0	12.4	19.0	22.7	23.8	24.8
600	0.0	11.2	16.0	18.7	19.7	20.5
800	0.0	9.0	12.3	14.1	14.5	15.4
1400	0.0	3.6	5.5	6.7	7.3	7.9
2000	0.0	1.8	2.9	3.7	4.1	4.4
2600	0.0	1.1	1.6	2.0	2.3	2.4
3200	0.0	0.7	0.9	1.1	1.2	1.4
Directional Split = 60/40						
≤ 200	1.6	11.8	17.2	22.5	23.1	23.7
400	0.5	11.7	16.2	20.7	21.5	22.2
600	0.0	11.5	15.2	18.9	19.8	20.7
800	0.0	7.6	10.3	13.0	13.7	14.4
1400	0.0	3.7	5.4	7.1	7.6	8.1
2000	0.0	2.3	3.4	3.6	4.0	4.3
≥ 2600	0.0	0.9	1.4	1.9	2.1	2.2
Directional Split = 70/30						
≤ 200	2.8	13.4	19.1	24.8	25.2	25.5
400	1.1	12.5	17.3	22.0	22.6	23.2
600	0.0	11.6	15.4	19.1	20.0	20.9
800	0.0	7.7	10.5	13.3	14.0	14.6
1400	0.0	3.8	5.6	7.4	7.9	8.3
≥ 2000	0.0	1.4	4.9	3.5	3.9	4.2
Directional Split = 80/20						
≤ 200	5.1	17.5	24.3	31.0	31.3	31.6
400	2.5	15.8	21.5	27.1	27.6	28.0
600	0.0	14.0	18.6	23.2	23.9	24.5
800	0.0	9.3	12.7	16.0	16.5	17.0
1400	0.0	4.6	6.7	8.7	9.1	9.5
≥ 2000	0.0	2.4	3.4	4.5	4.7	4.9
Directional Split = 90/10						
≤ 200	5.6	21.6	29.4	37.2	37.4	37.6
400	2.4	19.0	25.6	32.2	32.5	32.8
600	0.0	16.3	21.8	27.2	27.6	28.0
800	0.0	10.9	14.8	18.6	19.0	19.4
≥1400	0.0	5.5	7.8	10.0	10.4	10.7

**Tabella 28:** fattore  $f_{d/np}$  correttivo della percentuale di tempo in coda per effetto combinato della distribuzione di traffico e della percentuale di tracciato con sorpasso impedito

**V. Determinazione del livello di servizio**

Per la determinazione del LdS è necessario verificare preliminarmente che la portata oraria non ecceda nei due sensi la capacità complessiva (3200 pcu/h); per singola direzione, tenuto conto della distribuzione direzionale, la portata equivalente non dovrà essere superiore alla capacità della corsia (1700 pcu/h).

Per le strade di Classe I, il livello di servizio si determina attraverso i due criteri che definiscono il dominio dei livelli di servizio (percentuale di tempo speso in accodamento, velocità media di viaggio). Per le strade di Classe II il livello di servizio si ottiene confrontando la percentuale di tempo speso in accodamento ricavata attraverso l'applicazione della procedura con i limiti dei singoli livelli di servizio.

Per la strada *Ex S.S. 224* che collega la città di Pisa con Marina di Pisa, viene condotta l'analisi in due scenari differenti. Il primo scenario è relativo all'anno 2010, in cui si prevede l'apertura al traffico, il secondo è relativo all'anno 2015. Si precisa che secondo il P.U.T. la *Ex S.S. 224* è classificata come strada extraurbana.

TGMA diurno (7:00-20:00)		Sez. 87		Sez. 49		Sez. 98		Sez. 88	
		T <sub>1-2</sub>	T <sub>2-1</sub>	T <sub>3-2</sub>	T <sub>2-3</sub>	T <sub>1-3</sub>	T <sub>3-1</sub>	T <sub>5-4</sub>	T <sub>4-5</sub>
ANNO	2010	14866	3342	4491	5302	9630	4169	4658	4893
	2015	14248	3645	4467	5220	9469	4228	4686	4908

**SCENARIO 1 (anno 2010)**

- velocità di base a flusso libero BFFS = 100Km/h;
- Volume dell'ora di punta VHP = 1821 veic/h
- 6 accessi<sup>18</sup> per Km;
- terreno pianeggiante;
- larghezza banchina dx 1,25 m;
- Traffico pesante 6 % di VHP;
- Traffico veicoli turistici 4,5 % VHP;
- Fattore dell'ora di punta phf = 0.90;
- Percentuale tracciato a sorpasso impedito 40 %;

<sup>18</sup> Gli accessi sono generalmente privati

-Distribuzione del traffico nelle due direzioni 22/78

a) Si determina la velocità di flusso libero

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$$

- riduzione velocità per larghezza banchina  $f_{LS} = 2,80$  Km/h

- riduzione velocità per frequenza accessi  $f_A = 0,66$  Km/h

$$FFS = 100,00 - 2,80 - 4 = 93,20 \text{ Km/h}$$

b) Calcolo del tasso di flusso per la velocità media del viaggio

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_t \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

$$f_G = 1,00$$

$E_T = 1,1$  per il calcolo delle velocità;  $1,0$  per il calcolo del tempo di accodamento [autovetture / veicolo pesante];

$E_R = 1,0$  per il calcolo delle velocità;  $1,0$  per il calcolo del tempo di accodamento [autovetture / veicolo turistico]

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,06 \cdot (1,1 - 1) + 0,045 \cdot (1,0 - 1)} = 0,994 \text{ per il calcolo della velocità}$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,06 \cdot (1,0 - 1) + 0,045 \cdot (1,0 - 1)} = 1,000 \text{ per il calcolo del tempo di accodamento}$$

$$v_p = \frac{VHP}{phf \cdot f_{HV} \cdot f_G} = \frac{1821}{0,90 \cdot 0,994 \cdot 1,00} = 2035 \text{ pc/h per il calcolo della velocità}$$

$$v_p = \frac{VHP}{phf \cdot f_{HV} \cdot f_G} = \frac{1821}{0,90 \cdot 1,00 \cdot 1,00} = 2035 \text{ pc/h per il calcolo del tempo di accodamento}$$

Il massimo flusso direzionale è  $v_{p,max} = 0,78 \times 2035 = 1587 \text{ pc/h}$

**Le condizioni sulla capacità sono soddisfatte**, in quanto risulta:

$$1587 < 1700 \text{ pc/h}$$

$$2035 < 3200 \text{ pc/h}$$

c) calcolo della velocità media del viaggio

$$ATS = FFS - 0,0125 v_p - f_{np}$$

per le condizioni ipotizzate vale  $f_{np} = 1,10$

$$ATS = 93,20 - 0,0125 \times 2023 - 1,10 = 67,91 \text{ Km/h}$$

d) percentuale di tempo speso in coda

$$BPTSF = 100 \cdot \left(1 - e^{-0,000879 \cdot v_p}\right) = 83 \%$$

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np} = 83 \% + 3,4 \% = 86,4 \%$$

In base ai valori della velocità media del viaggio e della percentuale del tempo speso in coda, si trova che il livello di servizio della strada, nella condizione di traffico ipotizzata è il *L.d.S. E*. Inoltre, la strada presenta, nei periodi di punta una notevole riserva di

capacità, essendo:  $\frac{v}{c} = \frac{2035}{3200} = 0,64$

### **SCENARIO 2 (anno 2015)**

- velocità di base a flusso libero BFFS = 100Km/h;
- Volume dell'ora di punta VHP = 1789 veic/h
- 6 accessi<sup>19</sup> per Km;
- terreno pianeggiante;
- larghezza banchina dx 1,25 m;
- Traffico pesante 6 % di VHP;
- Traffico veicoli turistici 4,5 % VHP;
- Fattore dell'ora di punta phf = 0.90;
- Percentuale tracciato a sorpasso impedito 40 %;
- Distribuzione del traffico nelle due direzioni 22/78

a) Si determina la velocità di flusso libero

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$$

---

<sup>19</sup> Gli accessi sono generalmente privati

- riduzione velocità per larghezza banchina  $f_{LS} = 2,80$  Km/h

- riduzione velocità per frequenza accessi  $f_A = 0,66$  Km/h

$$FFS = 100,00 - 2,80 - 4 = 93,20 \text{ Km/h}$$

b) Calcolo del tasso di flusso per la velocità media del viaggio

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_t \cdot (E_T - 1) + P_R \cdot (E_R - 1)}$$

$$f_G = 1,00$$

$E_T = 1,1$  per il calcolo delle velocità; 1,0 per il calcolo del tempo di accodamento [autovetture / veicolo pesante];

$E_R = 1,0$  per il calcolo delle velocità; 1,0 per il calcolo del tempo di accodamento [autovetture / veicolo turistico]

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,06 \cdot (1,1 - 1) + 0,045 \cdot (1,0 - 1)} = 0,994 \text{ per il calcolo della velocità}$$

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,06 \cdot (1,0 - 1) + 0,045 \cdot (1,0 - 1)} = 1,000 \text{ per il calcolo del tempo di accodamento}$$

$$v_p = \frac{VHP}{phf \cdot f_{HV} \cdot f_G} = \frac{1789}{0,90 \cdot 0,994 \cdot 1,00} = 2000 \text{ pc/h per il calcolo della velocità}$$

$$v_p = \frac{VHP}{phf \cdot f_{HV} \cdot f_G} = \frac{1789}{0,90 \cdot 1,00 \cdot 1,00} = 1987 \text{ pc/h per il calcolo del tempo di}$$

accodamento

Il massimo flusso direzionale è  $v_{p,max} = 0,78 \times 2000 = 1560$  pc/h

**Le condizioni sulla capacità sono soddisfatte**, in quanto risulta:

$$1560 < 1700 \text{ pc/h}$$

$$2000 < 3200 \text{ pc/h}$$

c) calcolo della velocità media del viaggio

$$ATS = FFS - 0,0125 v_p - f_{np}$$

per le condizioni ipotizzate vale  $f_{np} = 1,10$

$$ATS = 93,20 - 0,0125 \times 2000 - 1,10 = 67,10 \text{ Km/h}$$

d) percentuale di tempo speso in coda

$$BPTSF = 100 \cdot \left(1 - e^{-0.000879 \cdot v_p}\right) = 82,5 \%$$

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np} = 82,5 \% + 3,4 \% = 85,9 \%$$

In base ai valori della velocità media del viaggio e della percentuale del tempo speso in coda, si trova che il livello di servizio della strada, nella condizione di traffico ipotizzata è il *L.d.S. E*. Inoltre, la strada presenta, nei periodi di punta una **notevole riserva di**

**capacità**, essendo:  $\frac{v}{c} = \frac{2000}{3200} = 0,63$

## 6.2 Ambito urbano

Il capitolo 10 del Manuale della Capacità Americano (HCM 2000) tratta le problematiche di traffico delle strade urbane distinguendole, per altro, in relazione alle funzioni di collegamento dalle stesse assolute. Le strade urbane sono contraddistinte dall'elevata frequenza di intersezioni che ne condizionano il funzionamento sia in relazione alla frequenza stessa sia alla regolamentazione (intersezione regolata da stop, intersezione e distribuzione delle manovre ammesse) dell'intersezione. In linea generale è possibile individuare tre grandezze che direttamente modificano la funzionalità di una strada (velocità di percorrenza, ritardi, ecc..) in ambito urbano:

- *caratteristiche infrastrutturali*, il numero e le dimensione delle corsie, la presenza dello spartitraffico, la larghezza delle banchine, la densità degli accessi, la possibilità di parcheggiare su uno o entrambi i lati della strada, il livello di traffico pedonale, ecc..;
- *interazioni tra i veicoli*, dipendente da volume e composizione del traffico, ed in prossimità delle intersezioni dalle matrici O/D;
- *gestione del traffico*, attuata attraverso la segnaletica (limiti di velocità, "Zone 30", ecc..), e la regolamentazione delle intersezioni.

Il valore più elevato di percorrenza di un tronco stradale urbano coincide con la velocità di flusso libero FFS (free flow speed) che rappresenta il livello medio di velocità

scelta dagli utenti nel caso in cui siano contemporaneamente verificate le seguenti condizioni:

- VI. il flusso veicolare sia talmente basso da non portare significative interazioni tra i veicoli;
- VII. le intersezioni (e le relative segnaletiche) non siano presenti o siano sufficientemente distanti da non portare apprezzabili riduzioni di velocità.

Poiché raramente si verificano le condizioni per viaggiare alla velocità di flusso libero, l'HCM introduce il concetto di Running Speed, da intendersi come il valore di velocità ottenuto dal rapporto tra la lunghezza del tronco stradale percorso ed il tempo di percorrenza al netto dei tempi persi ai segnali di stop, e di Travel Speed (velocità commerciale) ottenuta dal rapporto tra la lunghezza del tronco stradale percorso ed il tempo impiegato a percorrerlo. Ovviamente sussiste la seguente condizione:

$$\text{Travel Speed} \leq \text{Running Speed} \leq \text{Free flow speed}$$

Il metodo HCM 2000 correla il Livello di Servizio LOS (Level of service) alla velocità commerciale prevedendo i seguenti livelli:

- *LOS A*, caratterizzato da condizioni di traffico ridotte, velocità commerciali prossime al 90% della velocità di flusso libero relativa alla strada in studio e minimi perdite di tempo alle intersezioni semaforizzate;
- *LOS B*, caratterizzato da condizioni di traffico moderate, velocità commerciali prossime al 70% della velocità di flusso libero relativa alla strada in studio e perdite di tempo alle intersezioni semaforizzate non significative;
- *LOS C*, i volumi di traffico inducono a condizionamenti tali da rendere difficoltosa la manovra di cambio corsia. La velocità commerciale si attesta al 50% della velocità di flusso libero;
- *LOS D*, i volumi di traffico risultano elevati al punto che piccoli incrementi generano elevati aumenti dei ritardi e decrementi delle velocità commerciali. Il livello di servizio D può per altro scaturire da un cattivo coordinamento tra le fasi semaforiche di più intersezioni, o da singoli cicli semaforici inadeguati alle circostanze. Il valore medio della velocità commerciale in questo caso è di circa il 40 % della velocità di flusso libero;

- *LOS E*, il valore medio della velocità commerciale in questo caso è variabile tra 1/3 ed 1/4 della velocità di flusso libero. In corrispondenza delle intersezioni sono presenti lunghe code.

La classificazione stradale viene condotta secondo quanto indicato in tabella 29 ed in tabella 30, di seguito riportate:

Design Category	Functional Category	
	Principal Arterial	Minor Arterial
High-Speed	I	N/A
Suburban	II	II
Intermediate	II	III or IV
Urban	III or IV	IV

**Tabella 29:** classificazione della viabilità urbana

Criterion	Functional Category	
	Principal Arterial	Minor Arterial
Mobility function	Very important	Important
Access function	Very minor	Substantial
Points connected	Freeways, important activity centers, major traffic generators	Principal arterials
Predominant trips served	Relatively long trips between major points and through-trips entering, leaving, and passing through the city	Trips of moderate length within relatively small geographical areas

Criterion	Design Category			
	High-Speed	Suburban	Intermediate	Urban
Driveway/access density	Very low density	Low density	Moderate density	High density
Arterial type	Multilane divided; undivided or two-lane with shoulders	Multilane divided; undivided or two-lane with shoulders	Multilane divided or undivided; one-way, two-lane	Undivided one-way, two-way, two or more lanes
Parking	No	No	Some	Significant
Separate left-turn lanes	Yes	Yes	Usually	Some
Signals/km	0.3–1.2	0.6–3.0	2–6	4–8
Speed limit	75–90 km/h	65–75 km/h	50–65 km/h	40–55 km/h
Pedestrian activity	Very little	Little	Some	Usually
Roadside development	Low density	Low to medium density	Medium to moderate density	High density

**Tabella 30:** classificazione della viabilità urbana

### 6.2.1 Lunghezza

Per ottenere risultati significativi i tronchi stradali da esaminare dovrebbero essere lunghi almeno 1,5 Km nel caso di strade interne alla città e 3 Km altrove. Tronchi di lunghezza inferiore ai 1,5 Km vanno studiati analizzando il comportamento delle singole intersezioni.

### 6.2.2 Velocità di flusso libero

I valori di riferimento delle velocità di flusso libero sono riportati in tabella 31

Urban Street Class	Default (km/h)
I	80
II	65
III	55
IV	45

**Tabella 31:** valori della velocità di flusso libero

### 6.2.3 Densità intersezioni semaforizzate

La densità di intersezioni semaforizzate è ottenuta dal rapporto tra il numero di intersezioni semaforizzate presenti nel tronco in studio e la lunghezza di quest'ultimo.

Urban Street Class	Default (signals/km)
I	0,5
II	2
III	4
IV	6

**Tabella 32:** densità di intersezioni semaforizzate per la viabilità urbana

### 6.2.4 Fattore dell'ora di punta

In assenza di misure sperimentali possono assumersi come valori caratteristici di PHF (peak hour factor) i seguenti:

- 1) 0,92 per situazioni di congestione;
- 2) 0,88 nel caso in cui nonostante la portata si mantenga su livelli omogenei è riconoscibile un fenomeno di punta.

### 6.2.5 Ampiezza del periodo di analisi

Il periodo di analisi dovrebbe essere di 15 minuti. Deve comunque considerarsi che per tenere in giusto conto i fenomeni di coda occorre talvolta estendere l'intervallo temporale a multipli interi di 15'.

### 6.2.6 Livelli di servizio

I valori approssimativi del livello di servizio sono indicati in tabella 33

Lanes	Service Volumes (veh/h)				
	A	B	C	D	E
Class I					
1	N/A	740	920	1010	1110
2	N/A	1490	1780	1940	2120
3	N/A	2210	2580	2790	3040
4	N/A	2970	3440	3750	4060
Class II					
1	N/A	N/A	620	820	860
2	N/A	N/A	1290	1590	1650
3	N/A	N/A	1920	2280	2370
4	N/A	N/A	2620	3070	3190
Class III					
1	N/A	N/A	600	790	840
2	N/A	N/A	1250	1530	1610
3	N/A	N/A	1870	2220	2310
4	N/A	N/A	2580	2960	3080
Class IV					
1	N/A	N/A	270	690	790
2	N/A	N/A	650	1440	1520
3	N/A	N/A	1070	2110	2180
4	N/A	N/A	1510	2820	2900

Tabella 33: volumi di servizio per singolo livello di servizio

In definitiva lo schema procedurale da usare per ottenere il L.d.S. è quello illustrato nella seguente figura

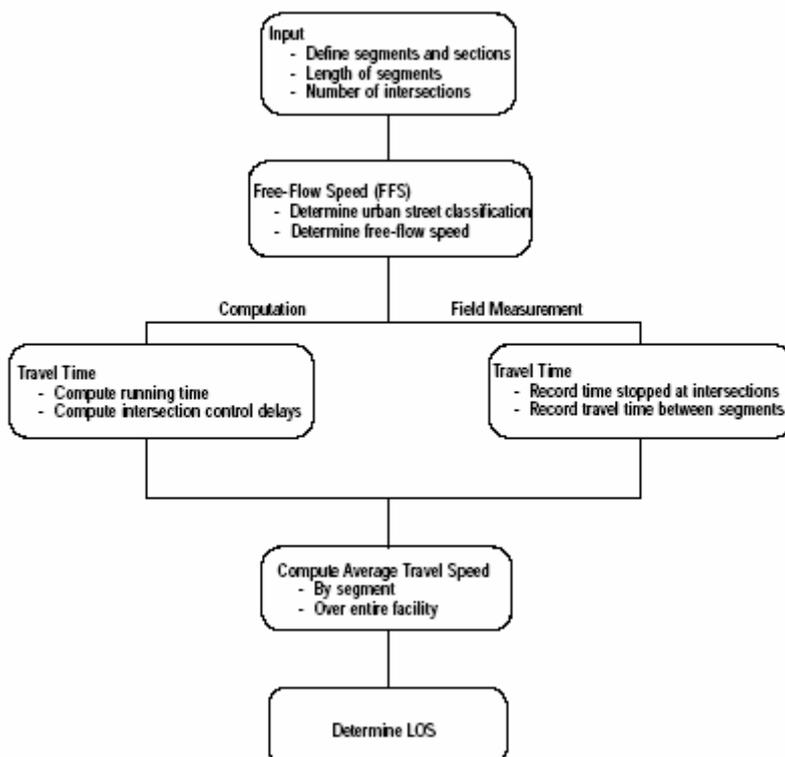


Figura 93: procedura per la determinazione del LOS

La determinazione del livello di servizio viene effettuata con l'uso della seguente tabella:

Urban Street Class	I	II	III	IV
Range of free-flow speeds (FFS)	90 to 70 km/h	70 to 55 km/h	55 to 50 km/h	55 to 40 km/h
Typical FFS	80 km/h	65 km/h	55 km/h	45 km/h
LOS	Average Travel Speed (km/h)			
A	> 72	> 59	> 50	> 41
B	> 56-72	> 46-59	> 39-50	> 32-41
C	> 40-56	> 33-46	> 28-39	> 23-32
D	> 32-40	> 26-33	> 22-28	> 18-23
E	> 26-32	> 21-26	> 17-22	> 14-18
F	≤ 26	≤ 21	≤ 17	≤ 14

Figura 94: relazione LOS velocità

### Determinazione delle velocità commerciale

La velocità commerciale può essere determinata con la seguente relazione

$$S_A = \frac{3600 \cdot L}{T_R + d}$$

In cui:

$S_A$  = velocità commerciale media per attraversare il tronco stradale in esame [Km/h]

$L$  = lunghezza del tronco [Km]

$T_R$  = tempo complessivo di percorrenza del tronco [s]

$d$  = ritardo della manovra di attraversamento dovuto alla presenza di intersezioni semaforizzate [s]

Il ritardo “d” viene calcolato con l’espressione:

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3$$

$$d_1 = \frac{0,5 \cdot (1 - \frac{g}{C})^2}{1 - [\min(1, X) \cdot \frac{g}{C}]}$$

$$d_2 = 900 \cdot T \cdot [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8 \cdot K \cdot I \cdot X}{c \cdot T}}]$$

$$PF = \frac{(1 - P) \cdot f_{PA}}{(1 - \frac{g}{C})}$$

In cui:

$d$ = ritardo all'intersezione	[s/veic.]
$d_1$ = ritardo uniforme	[s/veic.]
$d_2$ = incremento di ritardo	[s/veic.]
$d_3$ = ritardo di inizio coda	[s/veic.]
PF = fattore di aggiustamento della progressione	
X = grado di saturazione (rapporto tra il volume e la capacità)	
C = lunghezza del ciclo	[s]
c = capacità del gruppo di corsie	[veic/h]
g = tempo effettivo di verde per il gruppo di corsie	[s]
T = durata del tempo di analisi	[h]
I, e K incremento del ritardo specifici per il tipo di intersezione	

Per il caso della viabilità urbana direttamente interessata dalla realizzazione del nuovo porto turistico di Marina di Pisa, non è possibile utilizzare l'approccio metodologico appena descritto poiché si otterrebbero risultati di dubbia validità essendo i tronchi stradali da esaminare caratterizzati da lunghezza ben al di sotto della soglia minima di 1,5 Km. Per tale ragione la valutazione dei livelli di servizio infrastrutturali verrà svolta in corrispondenza agli elementi di maggiore criticità, cioè le intersezioni stradali.

### **6.3 Funzionalità ed efficienza intersezioni**

Tra le intersezioni urbane del progetto rivestono particolare importanza le *intersezioni a rotatoria* ubicate lungo il nuovo ramo stradale che fiancheggia l'area d'intervento. Queste, infatti, saranno a servizio del traffico locale (interzonale), pendolare e di attraversamento, che presentano cospicui valori soprattutto durante il periodo estivo. Per tali ragioni, e per la poca chiarezza che sovente si ritrova nelle analisi di funzionalità ed efficienza delle intersezioni stradali, si ritiene opportuno specificare il senso di alcuni concetti essenziali alla comprensione delle analisi più avanti riportate.

Con il termine "rotatoria" ci si riferisce ad una intersezione a raso regolata con circolazione a rotatoria dove il traffico viene incanalato su una sola carreggiata a senso unico antiorario.

Le caratteristiche principali di questo tipo d'intersezione, sono quelle di:

- essere costituite da un'area centrale, che può essere completamente o parzialmente inaccessibile, circondata da una carreggiata su cui convergono un certo numero di bracci d'entrata;

- di essere annunciate da specifiche indicazioni segnaletiche che indicano agli utenti che si stanno immettendo in una particolare intersezione dove vige la regola della precedenza ai veicoli circolanti sull'anello, qualunque sia la categoria della strada che si sta lasciando.

Il grande vantaggio delle rotatorie è senz'altro quello di limitare il numero dei punti di conflitto, eliminando del tutto i punti di attraversamento che come mostrano le statistiche sulla incidentalità, rappresentano la causa degli incidenti con conseguenze più gravi. Esaminando il comportamento dell'utente che si trova in corrispondenza della rotatoria, ci si accorge che questo è diverso a seconda della manovra da effettuare. Si individuano in tal modo due tipi di comportamenti a seconda delle manovre fondamentali di seguito indicate :

- Il veicolo che si immette in rotatoria deve dirigersi nel ramo immediatamente successivo a quello dal quale proviene;

- Il veicolo che si immette in rotatoria deve dirigersi in uno degli altri rami.

Nel primo caso l'utente si mantiene costantemente sulla destra, non entrando quindi in conflitto con il flusso circolante sull'anello, nel secondo caso egli si sposta dalla corsia più esterna della carreggiata verso quella adiacente all'isola centrale in maniera da non entrare in conflitto con i veicoli che entrano o che escono dai bracci successivi ed in modo da percorrere il tragitto più breve possibile, per poi riportarsi verso la corsia esterna in prossimità della propria destinazione.

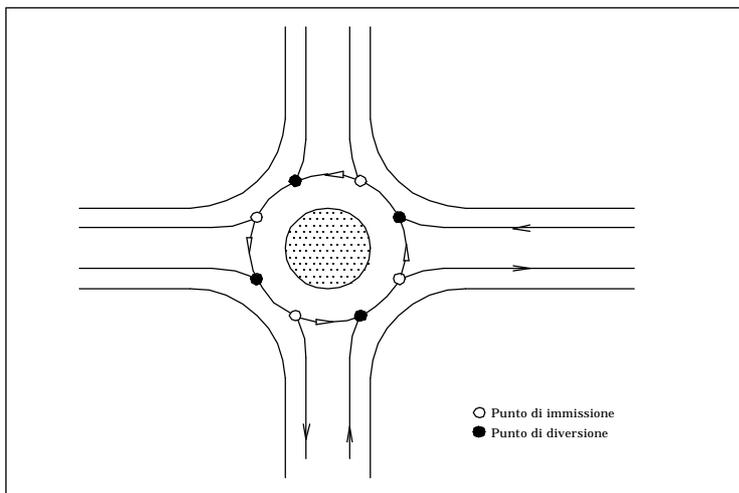
L'esame del comportamento dell'utente consente di comprendere il motivo per il quale a parità di numero di bracci, l'intersezione rotatoria ha un numero di punti di conflitto inferiore a quello di una normale intersezione.

Prendendo in esame un tipico incrocio a quattro rami, i punti di conflitto si riducono da 32 (dei quali 16 secanti, 8 in convergenza e 8 in divergenza), a solamente 8 per una rotatoria con ugual numero di rami (vedi *figura 21*), lasciando sussistere solamente la metà di quelli in convergenza ed in divergenza. In *tabella 41* sono indicati il numero di

punti di conflitto di una intersezione tradizionale e di una rotatoria al variare del numero dei rami.

Nell'intersezione a rotatoria, quindi, le svolte e gli attraversamenti sono risolti prevalentemente con manovre di scambio, ottenendo in tal modo una maggiore sicurezza.

Un parametro non ancora preso in esame, ma che è di fondamentale importanza per il buon funzionamento della rotatoria è la velocità ( $v$ ) con cui si percorre l'intersezione. In particolare per garantire la possibilità di effettuare le manovre di intreccio dei flussi, e la coesistenza in condizioni di sicurezza delle diverse tipologie di veicoli è necessario che il valore della velocità sia basso. Di contro il valore di  $v$  non deve essere al di sotto di una certa soglia per non portare ad eccessivi rallentamenti con conseguenti aumenti dei tempi di attesa e diminuzione del livello di servizio offerto dalla intersezione. Per vincolare l'utente alle velocità previste in sede di progetto, è allora necessario prevedere un coerente proporzionamento degli elementi geometrici della rotatoria.



**Figura 95:** Punti di conflitto delle manovre di una rotatoria a quattro bracci

Tipo di intersezione	Numero di bracci				
	3	4	5	6	
<b>Intersezione tradizionale</b>	Numero totale d'itinerari dei veicoli	6	12	20	30
	Conflitti convergenti	3	8	15	24
	Conflitti divergenti	3	8	15	24
	Conflitti secanti	3	16	50	120
	Numero totale dei punti di conflitto	9	32	80	168
<b>Rotatoria</b>	<i>Numero totale dei punti di conflitto</i>	6	8	10	12

**Tabella 34:** Punti di conflitto in funzione del numero di bracci di un'intersezione (Bovy et al., 1988)

I principali vantaggi e svantaggi che presenta una sistemazione a rotatoria rispetto ad una tradizionale ci vengono forniti sia dalle esperienze fatte dai vari paesi in cui tale tipo di intersezione è frequentemente utilizzata, sia dagli studi teorici e sperimentali fino ad oggi condotti con riferimento alle *rotatorie moderne*.

I principali vantaggi ottenibili con le rotatorie sono qui di seguito riportati:

- ✓ Aumento della fluidità del traffico
- ✓ Aumento del livello di sicurezza
- ✓ Flessibilità dell'intersezione
- ✓ Semplificazione della segnaletica
- ✓ Riduzione inquinamento
- ✓ Miglioramento della qualità dello spazio pubblico

Aumento della fluidità del traffico. La realizzazione di una rotatoria con priorità sull'anello, in generale consente di migliorare le prestazioni in termini di incremento della capacità offerta e della diminuzione dei tempi d'attesa rispetto agli altri tipi di intersezione a raso. Questi vantaggi sostanzialmente derivano dalla considerazione che non esiste una gerarchia tra i flussi sull'anello e che la rotatoria permette la facilitazione dei movimenti interni all'incrocio, riducendoli tutti a semplici immissioni nella corrente circolatoria. In particolare, il modo in cui si effettuano le svolte a sinistra, permette di ridurre notevolmente i tempi d'attesa agli ingressi rispetto agli altri tipi d'intersezioni.

L'incremento relativo alla capacità è tanto più elevato quanto più grande è il numero di rami presenti.

Altro elemento di notevole importanza per la fluidità della circolazione all'interno dell'anello, è dovuto al fatto che la rotatoria non presenta, generalmente, difficoltà d'interpretazione da parte dei guidatori circa il percorso da seguire e la corsia da occupare per prendere una determinata direzione.

*Aumento del livello di sicurezza.* L'adozione di una rotatoria, in sostituzione o in alternativa ad un incrocio di tipo tradizionale, permette, in generale, una diminuzione sia del numero sia della gravità degli incidenti. Il calo del numero degli incidenti è legato direttamente alla notevole diminuzione dei punti di conflitto, diminuzione che diventa sempre più sensibile con l'aumentare del numero di bracci dell'intersezione.

La riduzione della gravità degli incidenti è dovuta:

i) alla soppressione dei conflitti secanti, a cui sono legati in genere gli incidenti più gravi;

ii) all'omogeneizzazione delle velocità all'interno delle intersezioni, il che favorisce la sicurezza dei veicoli più lenti (cicli e ciclomotori);

iii) alla riduzione delle velocità in ingresso, sull'anello e in uscita dalla rotatoria che è una conseguenza diretta sia della geometria della rotatoria, che vincola ad effettuare delle traiettorie non più rettilinee ma curve, sia della regola della priorità sull'anello, che obbliga i conducenti a rallentare per inserirsi nel flusso circolante e proveniente da sinistra.

Studi effettuati da diversi paesi, inoltre, hanno rilevato che gli utenti più vulnerabili (pedoni, cicli e ciclomotori), nelle rotatorie ben dimensionate, non sono esposti maggiormente che nelle altre tipologie d'intersezioni (Bovy et al., 1988). Solitamente i passaggi pedonali sono posti in corrispondenza dei punti dove la velocità è particolarmente ridotta, vale a dire all'ingresso e all'uscita dalla rotatoria. D'altra parte, i pedoni beneficiano di una protezione supplementare fornita dagli isolotti direzionali che permettono una traversata in due tempi.

I dati ottenuti da un'indagine compiuta su 50 intersezioni a rotatoria francesi situate in zone urbane periferiche o in zone extraurbane, commissionata dal Ministero francese dei trasporti (1984), hanno permesso di stabilire quali fossero le diverse tipologie di incidenti presenti. Per alcune di queste rotatorie, ottenute come trasformazioni di incroci tradizionali

preesistenti, è stato possibile analizzare la variazione di incidenti prima e dopo la loro costruzione. I risultati di tale ricerca confermano una notevole riduzione del numero degli incidenti nelle rotatorie, in particolare di quelli mortali.

Flessibilità dell'intersezione. Le rotatorie permettono una più efficace gestione delle fluttuazioni di traffico nell'arco della giornata a fronte di quanto si può ottenere con un controllo semaforico a tempo fisso. Infatti, quest'ultimo tipo di controllo, essendo dimensionato sul volume di traffico presente nell'ora di punta, risulta inadeguato ai momenti di diminuzione o diversa distribuzione dei flussi, causando diseconomie nei tempi d'utilizzo.

In questi periodi, il controllo può essere talmente restrittivo da indurre i conducenti ad ignorare i cicli semaforici con i pericoli che ne derivano. Le rotatorie, per il funzionamento a flusso continuo che le distinguono e la capacità delle stesse di autoregolarsi, possono fornire un servizio più flessibile, sempre che siano adeguatamente proporzionate per il traffico di punta. Le rotatorie sono inoltre molto meno limitative, in termini di numero di rami convergenti sull'intersezione, rispetto agli incroci regolati mediante semaforo, dove se tale numero diventa eccessivo spesso occorre suddividere l'incrocio complesso in più incroci semplici, regolati da impianti semaforici separati.

Questo tipo d'intersezione offre anche la possibilità dell'inversione di marcia ed evita di utilizzare scorrettamente l'incrocio. Questa flessibilità di manovra è estremamente utile per:

i) i mezzi pubblici, quali autobus e corriere, che possono utilizzare le rotatorie come piattaforma terminale della linea, ed anche i mezzi di servizio, quali taxi e furgoni;

ii) l'accesso al giusto lato della strada per quanto riguarda le manovre d'entrata ad una proprietà privata, di sosta, di carico e scarico, ecc...

Superando il concetto di un loro utilizzo limitato alle sole strade extraurbane o periferiche urbane, le rotatorie si sono dimostrate molto duttili nell'inserimento in ambito urbano, come dimostrano molti esempi in città europee dove si sono realizzate sistemazioni a rotatoria di piazze e altri siti preesistenti in contesti edificati.

Semplificazione della segnaletica. Con la soluzione a rotatoria si ha una semplificazione sia della segnaletica verticale, che risulta per la sua essenzialità, poco

ingombrante e facilmente comprensibile, sia della segnaletica orizzontale, che non prevedendo corsie di canalizzazione del traffico, è estremamente limitata.

*Riduzione inquinamento.* L'esperienza odierna mostra che la diminuzione dei tempi d'attesa e il miglioramento della fluidità della circolazione all'interno delle rotatorie, permette un sensibile calo delle emissioni inquinanti dovute ai gas di scarico dei veicoli a motore e dei consumi di carburante.

Inoltre, la diminuzione della velocità imposta dalla geometria della soluzione a rotatoria e la perdita della precedenza da parte dei veicoli entranti, induce un tipo di condotta meno "aggressiva" dell'utenza, permettendo di avere una riduzione del numero di brusche frenate, contribuendo a ridurre l'inquinamento acustico dovuto alla presenza dell'intersezione.

*Miglioramento della qualità dello spazio pubblico.* Le rotatorie costituiscono un punto di discontinuità nella viabilità in quanto comportano una perdita di precedenza. Potendo essere evidenziate architettonicamente, permettono di identificare spazialmente l'entrata di un agglomerato urbano o di una località e contribuiscono a favorire la percezione del territorio, così da indurre una modificazione del comportamento dei conducenti, migliore di quella che può fornire un semplice cartello indicatore.

L'attraversamento di città, paesi e quartieri da parte di strade di grande comunicazione, è all'origine di numerosi disturbi (rumore, vibrazioni, polvere, insicurezza, taglio del tessuto urbano, ecc.), per cui l'introduzione di rotatorie lungo l'asse viario permette di rompere, sia fisicamente sia visualmente, la loro linearità e i loro caratteri prioritari (due fattori che tendono a favorire una velocità sostenuta), facendo in modo di attenuare tale disturbi.

Per la loro forma, la loro possibilità di essere oggetto di particolari trattamenti architettonici e paesaggistici, danno la possibilità, specialmente in ambiente urbano o all'ingresso dello stesso, di convertire una banale intersezione stradale in uno spazio pubblico con interesse urbano.

## 6.4 Modelli di capacità per le intersezioni a rotatoria

La capacità di una intersezione a rotatoria è stata nel corso degli anni studiata in modo differente a seconda la regola di precedenza (a destra o all'anello) tra i flussi presenti nell'incrocio.

In passato le rotatorie erano regolate con la precedenza al flusso entrante, pertanto, i primi studi (Clayton 1945, Wardrop 1958) si basavano sul concetto di *capacità di scambio* definita dal numero di veicoli che possono intrecciarsi nella zona compresa tra due bracci consecutivi.

Alla fine degli anni sessanta in Gran Bretagna fu introdotto il principio della precedenza al traffico circolante nell'anello. Tale soluzione fu adottata per ovviare al ricorrente fenomeno di "autosaturazione" della rotatoria anche in presenza di flussi entranti non elevati, e al conseguente blocco dell'intersezione per l'arresto del flusso circolante nel suo insieme. Il funzionamento si rivelò talmente efficace da essere adottato in molti altri paesi, tra i quali Francia, Svizzera e Germania. Le formulazioni di capacità, nel caso di intersezioni con precedenza sull'anello, generalmente si fondano sul concetto di capacità degli ingressi.

Si definisce *capacità dell'entrata* il più piccolo valore del flusso sul ramo d'ingresso che determina la presenza permanente di veicoli in attesa di immettersi. In linea generale, questo valore del flusso dipende dal volume di traffico che percorre l'anello, e quindi dall'insieme dei flussi in ingresso e in uscita da tutti i bracci della rotatoria.

### 6.4.1 Calcolo della "capacità di un'entrata"

Le formule per il calcolo della capacità delle intersezioni a rotatoria sono state sviluppate in modo compiuto per la prima volta da Kimber nel 1980, sulla base delle sperimentazioni del TRRL inglese. Kimber, riuscì a correlare la capacità di un braccio al flusso che percorre l'anello e alle principali caratteristiche geometriche della rotatoria; in particolare, fu dimostrata l'esistenza di una relazione lineare fra la capacità di un ingresso  $Q_e$  e il flusso circolante  $Q_c$  in prossimità del braccio considerato:  $Q_e = F - f_c \Phi_c$

Dove:

$Q_e$  = capacità dell'entrata;

$\Phi_c$  = flusso circolante che attraversa la stessa entrata e che ha la priorità sul flusso che si immette in rotatoria;

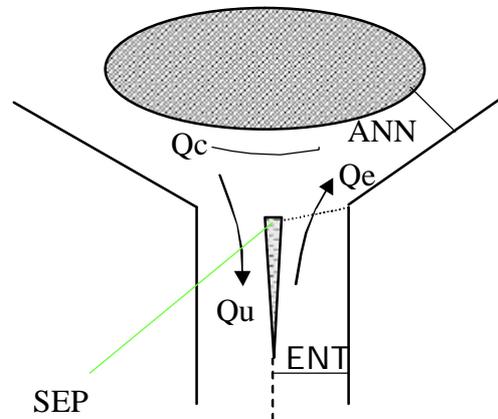
F ed  $f_c$  = costanti positive dipendenti dalla geometria dell'entrata.

Qualora si volessero considerare gli effetti della teoria del minimo distanziamento temporale, va inserito un termine quadratico che modifica l'espressione nella seguente:

$$Q_e = F - f_c \Phi_c + g_c \Phi_c^2$$

Alla fine degli anni '80 in Francia (SETRA), viene messa a punto una nuova formulazione che permette di ottenere sia il valore della capacità, sia il livello di servizio (in termini di tempo medio di attesa, lunghezza massima della coda all'ingresso, ecc..). La capacità C, secondo il *metodo SETRA* è funzione di  $Q_u$ ,  $Q_c$ , SEP, ANN, ENT, essendo:

- $Q_d$  traffico complessivo di disturbo;
- $Q_c$  il flusso che percorre l'anello all'altezza dell'immissione;
- $Q_e$  il flusso entrante dal braccio esaminato;
- $Q_u$  il flusso uscente dal braccio esaminato;
- $Q'_u$  il flusso uscente equivalente;
- SEP la larghezza dell'isola spartitraffico all'estremità del braccio;
- ANN la larghezza dell'anello;
- ENT la larghezza della semicarreggiata del braccio, misurata dietro il primo veicolo fermo all'altezza della linea del "dare precedenza".



$$Q_d = \left( Q_c + \frac{2}{3} Q'_u \right) \cdot [1 - 0,085(ANN - 8)]$$

$$Q'_u = \frac{Q_u \cdot (15 - SEP)}{15}$$

$$Q'_u = 0 \text{ se } SEP > 15$$

$$Q'_u = Q_u \text{ se } SEP = 0$$

$$C = (1330 - 0,7Q_d) \cdot [1 + 0,1(ENT - 3,5)]$$

*Formulazione tedesca* della capacità (Brilon et al., 1993). Secondo l'approccio tedesco, la capacità semplice può esprimersi come:

$$C = A \exp[-(B/10000)Q_c]$$

Dove A e B sono parametri stimati con tecniche statistiche di regressione, in base a dati sperimentali, e sono forniti in funzione della configurazione geometrica dello schema di intersezione, secondo quanto indicato dalla tabella seguente:

Numero di corsie anulari	Numero di corsie in entrata	A	B	Numerosità campioni
3	2	2018	6,68	295
2	2	1577	6,61	4574
2-3	1	1300	8,6	867
1	1	1226	10,77	1060

**Tabella 35:** parametri A e B della formula di Brilon

La relazione di Brilon mostra che la capacità di un ramo è funzione del flusso circolante in corrispondenza del ramo e decresce all'aumentare di  $Q_c$ , tanto più quanto è più restrittiva la geometria.

Dopo successivi studi, ed indagini sperimentali, è stata introdotta una relazione ancora più semplice della precedente, in quanto la legge che lega la capacità del singolo braccio al traffico circolante è di tipo lineare:

$$C = A - B Q_c \quad [\text{uvp/h}]$$

I parametri A e B si ricavano dalla seguente tabella seguente:

Numero di corsie anulari	Numero di corsie in entrata	A	B	Numerosità campioni
3	2	1409	0,42	295
2	2	1380	0,5	4574
2-3	1	1250	0,53	879
1	1	1218	0,74	1504

**Tabella 36:** parametri A e B della formulazione tedesca

*Formulazione americana* (HCM 2000). La formula proposta in seno alla procedura HCM 2000, per la valutazione della capacità C degli ingressi in rotatoria, è utilizzabile esclusivamente nel caso di intersezioni con una corsia sull'anello, una ai bracci, e per flusso circolante  $Q_c$  non superiore a 1200 uvp/h.

$$C = \frac{Q_c \cdot e^{\frac{Q_c \cdot T_c}{3600}}}{1 - e^{\frac{Q_c \cdot T_f}{3600}}}$$

dove:

$Q_c$  = flusso circolante all'anello (uvp/h) in prossimità dell'ingresso considerato;

$T_c$  = intervallo critico (4,1÷4,6 sec);

$T_f$  = intervallo di sequenza (2,6÷3,1 sec).

Notata capacità di un ingresso, il massimo numero di veicoli in coda nell'intervallo di tempo T è fornito dalla seguente espressione:

$$Q_x = 900 \cdot T \cdot \left[ \left( \frac{V_x}{C_x} - 1 \right) + \sqrt{\left( \frac{V_x}{C_x} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{C_x} \right) \cdot \left( \frac{V_x}{C_x} \right)}{150 \cdot T}} \right] \cdot \left( \frac{C_x}{3600} \right)$$

In cui:

$Q_x$ : massimo numero di veicoli in coda per la svolta x nel periodo di picco T (veicoli);

$V_x$ : flusso veicolare della svolta x (veicoli/ora);

$C_x$ : capacità della svolta x (veicoli/ora);

T: intervallo di riferimento (ore). T vale, ad esempio, 0,25 per 15'.

Il ritardo dei veicoli in coda è funzione della capacità della svolta e del livello di saturazione dell'incrocio. Nel caso di flusso inferiore alla capacità, è determinabile con la seguente equazione:

$$D_x = \frac{3600}{C_x} + 900 \cdot T \cdot \left[ \left( \frac{V_x}{C_x} - 1 \right) + \sqrt{\left( \frac{V_x}{C_x} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{C_x} \right) \cdot \left( \frac{V_x}{C_x} \right)}{450 \cdot T}} \right] + 5$$

dove:

$D_x$ : ritardo per ogni singolo veicolo in coda all'imbocco della rotatoria (secondi/veicolo);

5: costante di tempo per veicolo (secondi/veicolo) che tiene conto delle accelerazioni e delle decelerazioni dovute alla presenza della coda e del diritto di precedenza per i veicoli circolanti sull'anello.

*Formulazione elvetica* (Simon, 1991). Lo studio condotto da Simon, ha riguardato 16 entrate di 7 rotatorie di diversa ubicazione. Le relazioni lineari ottenute, sono valide per le rotatorie urbane con diametro esterno (D) compreso nell'intervallo 25÷40 m ed una corsia anulare.

Le espressioni della capacità del singolo ingresso (funzione esclusiva del flusso circolante  $Q_c$ ), tengono conto delle evidenze sperimentali, secondo cui vi sarebbe una scarsa influenza sulla capacità da parte del traffico uscente.

Le formule per il calcolo della capacità sono due:

- $Q_e = 1300 - 0,75 \times Q_c$  [uvp/h]. La formula è valida per rotatorie urbane in condizioni di traffico ordinarie;
- $Q_e = 1450 - 0,95 \times Q_c$  [uvp/h]. La formula è applicabile in presenza di corsia di ingresso ampliata (con ingressi separati per autovetture ed autobus) con flusso entrante  $>1000$  uvp/h.

Nel caso in cui gli ingressi presentino doppia corsia, si utilizza la prima relazione e si incrementa  $Q_e$  del 40%.

La formula per la determinazione della capacità, contemplata nell'attuale normativa svizzera è la seguente:

$$Q_e = K \cdot (1500 - 0,983 Q_D)$$

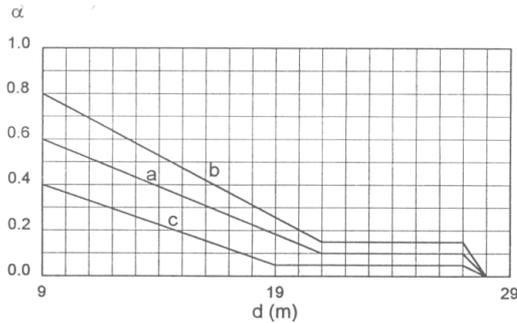
Con K che tiene conto del numero di corsie in entrata e vale:

$$Q_D \text{ (volume di disturbo) espresso da: } Q_D = \alpha \cdot Q_U + \beta \cdot Q_C$$

K=1 (una sola corsia)

K=1,4÷1,6 (due corsie)

K=2 (tre corsie)



$$\alpha = f(d, v)$$

con

$d$  = distanza tra i punti di conflitto in ingresso e in uscita;

$v$  = velocità di percorrenza dell'anello ( $c < 20$  km/h;  $20$  km/h  $< a < 25$  km/h;  $b > 25$  km/h);

$\beta = 0,9 \div 1$  (una sola corsia);

$\beta = 0,6 \div 0,8$  (due corsie);

$\beta = 0,5 \div 0,6$  (tre corsie in immissione)

## 6.5 Funzionalità delle intersezioni previste in progetto

Le intersezioni di maggiore interesse, per le quali occorre un esaustivo studio sulla funzionalità, sono con schema geometrico a “rotatoria”. In particolare nel sistema della nuova viabilità, ne sono state previste due :

- la prima (intersezione n. 1), posta in corrispondenza dell'attuale *Ex SS 224*, all'altezza di via Da Verazzano, presenta forma ellittica, ed anello con due corsie. I quattro bracci afferenti sono costituiti rispettivamente dall'attuale *Ex SS 224*, da Via D'Annunzio, dal tronco in variante della *Ex SS 224* (verso Tirrenia) e da via Da Verazzano;
- la seconda (intersezione n.2) è localizzata lungo il tronco in variante della *SS 224* all'altezza di via Barbolani. La rotatoria è caratterizzata da forma circolare con raggio esterno pari a 18,00 m, due corsie anulari, e da tre bracci, il primo ed il terzo, lungo l'asse Nord – Sud, costituiscono il nuovo tronco stradale in progetto, mentre il secondo è costituito dalla stessa via Barbolani.

Sia per la prima che per la seconda intersezione in elenco, è stato svolto uno studio di efficienza utilizzando alcuni dei modelli precedentemente illustrati. Avendo riscontrato che le condizioni più gravose, in termini di domanda di trasporto, si manifesteranno nell'anno

2010, si è scelto di effettuare lo studio proprio con riferimento a questo anno, durante il quale è per altro prevista l'apertura al traffico dell'infrastruttura portuale.

I valori di traffico usati per le analisi fanno riferimento alle condizioni di funzionamento normale, riscontrabili per il 97% delle ore di un anno, ed alle condizioni particolarmente intense, che per le strade extraurbane e tangenziali (a cui può essere assimilata la strada in variante alla *Ex SS 224*), si manifestano grossomodo per trenta ore all'anno (pari circa al 3% delle ore annuali di funzionamento). La prima condizione viene ampiamente illustrata nelle tabelle e nei grafici seguenti che evidenziano come l'offerta infrastrutturale sia adeguata alle normali condizioni di traffico. La seconda condizione risulta più complessa anche in termini di studio analitico e di interpretazione dei risultati; pertanto, gli esiti delle elaborazioni si riportano in appendice. Appare comunque utile evidenziare che nelle condizioni di traffico più intenso (che verosimilmente si manifesteranno per non più di trenta ore all'anno), previste sia per il 2010 sia per il 2015, le intersezioni offriranno un adeguato livello di servizio (L.d.S.) che in tutti i casi non si ridurrà al di sotto del *Livello F* (cfr. appendice).

Nelle tabelle e grafici seguenti si è utilizzata la seguente simbologia:

- $Q_e$ : flusso entrante dal braccio esaminato;
- $Q_u$ : flusso uscente dal braccio esaminato;
- $Q_c$ : flusso circolante sull'anello in prossimità dell'ingresso considerato;
- $C$ : capacità;
- $RC$ : riserva di capacità
- $CS$ : capacità semplice;
- $CT$ : capacità totale.
- $Q_{max}/Q_{base}$ : rapporto tra il flusso massimo previsto durante la punta ed il flusso base.
- $K$ : è una costante che dipende dal modello degli arrivi. Vale 0 per arrivi regolari, 1 per arrivi casuali.

6.5.1 Intersezione n. 1 (Anno di analisi 2010)

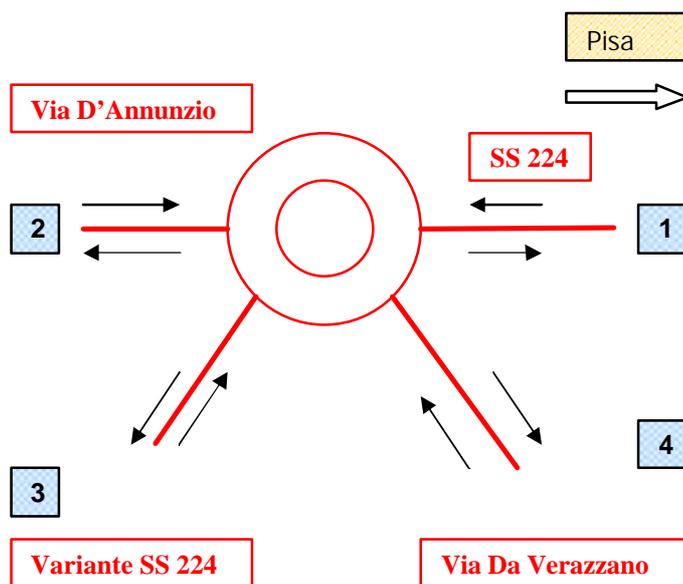


Figura 96: schema geometrico intersezione n. 1

	1	2	3	4
1	10	40	410	20
2	30	2	20	10
3	120	20	7	4
4	132	3	76	14

Tabella 37: matrice O/D

Bracci	Qe	Qu	Qc
1	480	292	122
2	62	65	537
3	151	513	86
4	225	48	189

Tabella 38: portate entranti uscenti e circolanti

VERIFICHE CAPACITATIVE - RELAZIONE BOVY						
Bracci	Qe[u.v.p./h]	C [u.v.p./h]	RC [u.v.p./h]	Q/C	CS [u.v.p./h]	CT [u.v.p./h]
1	480	1385	905	0,35	1210	1011
2	62	1157	1095	0,05	156	701
3	151	1378	1227	0,11	381	959
4	225	1376	1151	0,16	567	651

Tabella 39: valori di capacità e riserva di capacità calcolati con la relazione di Bovy

VERIFICHE CAPACITATIVE - PROCEDURA SETRA						
Bracci	Qe[u.v.p./h]	C [u.v.p./h]	RC [u.v.p./h]	Q/C	Qe* [u.v.p./h]	CT [u.v.p./h]
1	480	1061	581	0,45	922	721
2	62	813	751	0,08	119	536

3	151	1037	886	0,15	290	678
4	225	1067	842	0,21	432	494

Tabella 40: valori di capacità e riserva di capacità calcolati con la relazione del SETRA

VERIFICHE CAPACITATIVE - PROCEDURA BRILON / BONDZIO						
Bracci	Qe[u.v.p./h]	C [u.v.p./h]	RC [u.v.p./h]	Q/C	Qe* [u.v.p./h]	CT [u.v.p./h]
1	480	1185	705	0,40	1102	1023
2	62	965	903	0,06	142	609
3	151	1204	1053	0,13	347	979
4	225	1150	925	0,20	516	564

Tabella 41: valori di capacità e riserva di capacità calcolati con la relazione Di Brilon

Verifica durante una punta di caratteristiche riportate nella tabella sottostante:

Bracci	inizio [min]	durata [min]	Qmax/Qbase	Andamento punta	costante K
1	10	20	1,3	parabolico	1
2	15	20	1,3	parabolico	1
3	20	20	1,3	parabolico	1
4	20	20	1,3	parabolico	1

Tabella 42: caratteristiche di una tipica punta

Q, C [u.v.p./h]

Portate e Capacità

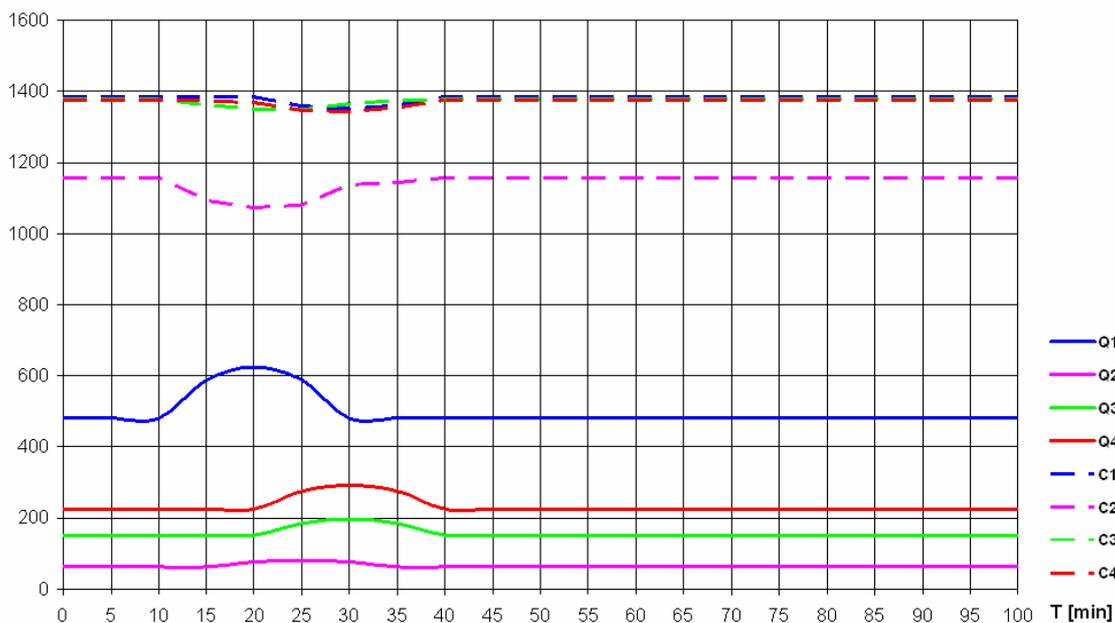
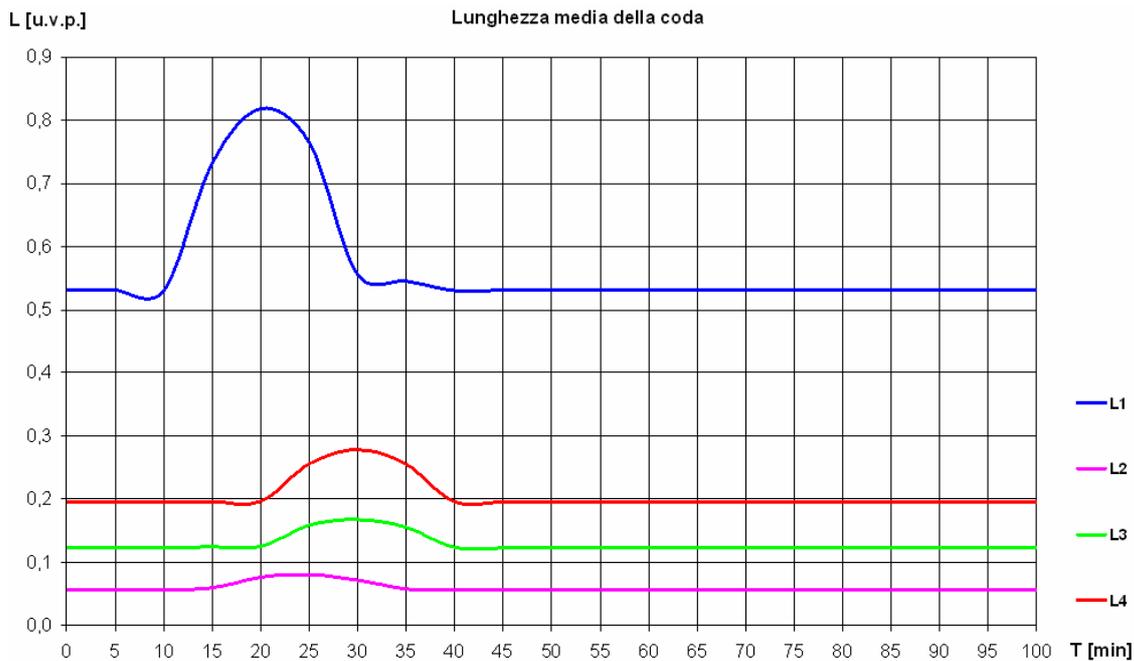
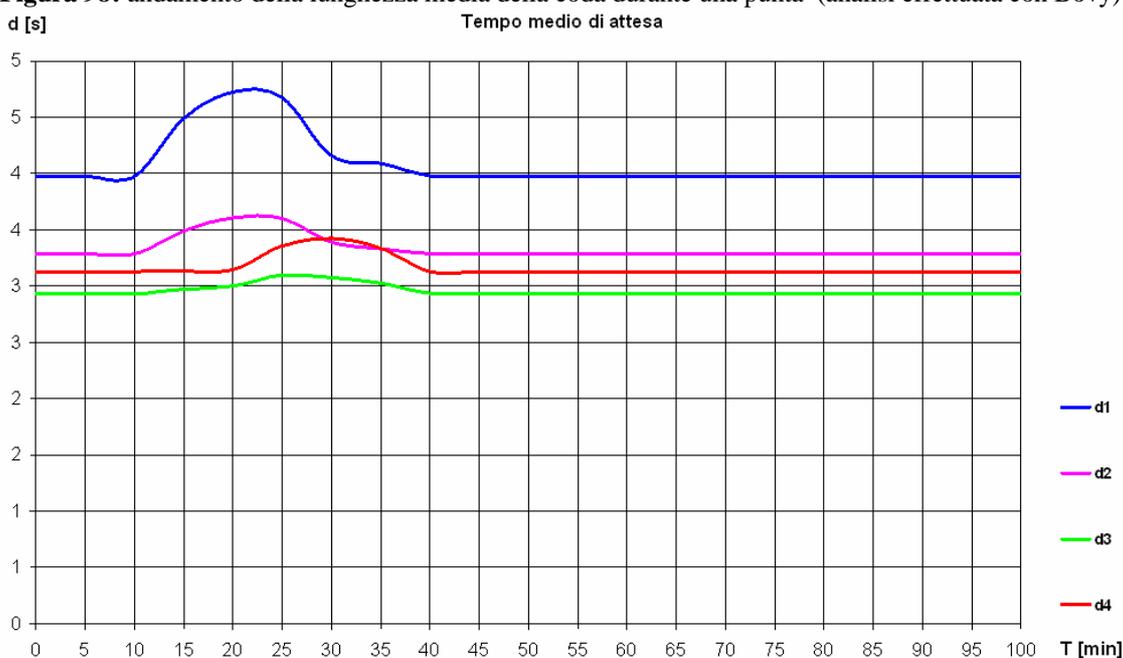


Figura 97: andamento delle portate durante una punta (analisi effettuata con Bovy)



**Figura 98:** andamento della lunghezza media della coda durante una punta (analisi effettuata con Bovy)



**Figura 99:** andamento del tempo medio di attesa durante una punta (analisi effettuata con Bovy)

6.5.2 Intersezione n.2 ( Anno di analisi 2010)

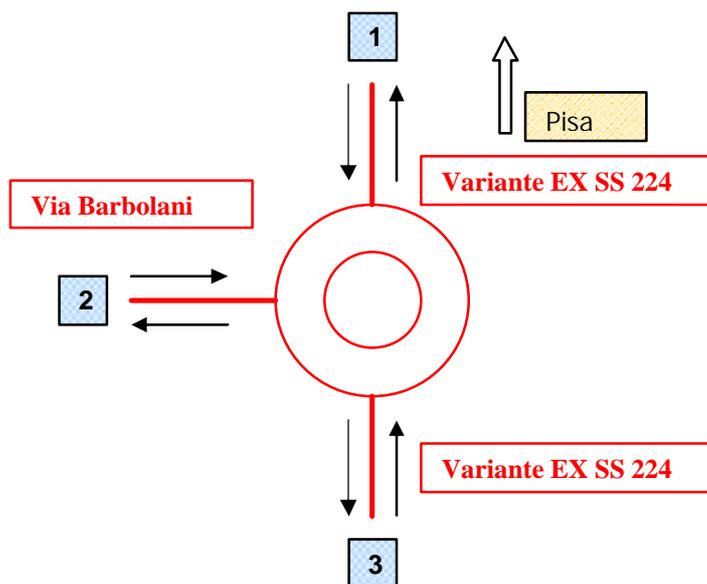


Figura 100: schema geometrico intersezione n. 2

	1	2	3
1	402	230	12
2	121	10	140
3	110	125	6

Tabella 43: matrice O/D

Bracci	Qe	Qu	Qc
1	644	633	141
2	271	365	420
3	241	158	533

Tabella 44: portate entranti uscenti e circolanti

VERIFICHE CAPACITATIVE - PROCEDURA BOVY						
Bracci	Qe[u.v.p./h]	C [u.v.p./h]	RC [u.v.p./h]	Q/C	CS [u.v.p./h]	CT [u.v.p./h]
1	644	1328	684	0,48	1185	1041
2	271	1190	919	0,23	499	967
3	241	1147	906	0,21	443	733

Tabella 45: valori di capacità e riserva di capacità calcolati con la relazione di Bovy

VERIFICHE CAPACITATIVE - PROCEDURA SETRA						
Bracci	Qe[u.v.p./h]	C [u.v.p./h]	RC [u.v.p./h]	Q/C	CS [u.v.p./h]	CT [u.v.p./h]
1	644	991	347	0,65	902	770
2	271	863	592	0,31	379	756
3	241	831	590	0,29	337	572

Tabella 46: valori di capacità e riserva di capacità calcolati con la relazione del SETRA

VERIFICHE CAPACITATIVE - PROCEDURA BRILON / BONDZIO						
Bracci	Qe[u.v.p./h]	C [u.v.p./h]	RC [u.v.p./h]	Q/C	CS [u.v.p./h]	CT [u.v.p./h]
1	644	1175	531	0,55	1120	1037
2	271	1027	756	0,26	471	888
3	241	968	727	0,25	419	680

Tabella 47: valori di capacità e riserva di capacità calcolati con la relazione di Brilon

Verifica durante una punta di caratteristiche riportate nella tabella sottostante:

Bracci	inizio [min]	durata [min]	Qmax/Qbase	Andamento punta	costante K
1	10	30	1,6	parabolico	1
2	15	30	1,6	parabolico	1
3	20	30	1,6	parabolico	1

Tabella 48: caratteristiche di una tipica punta

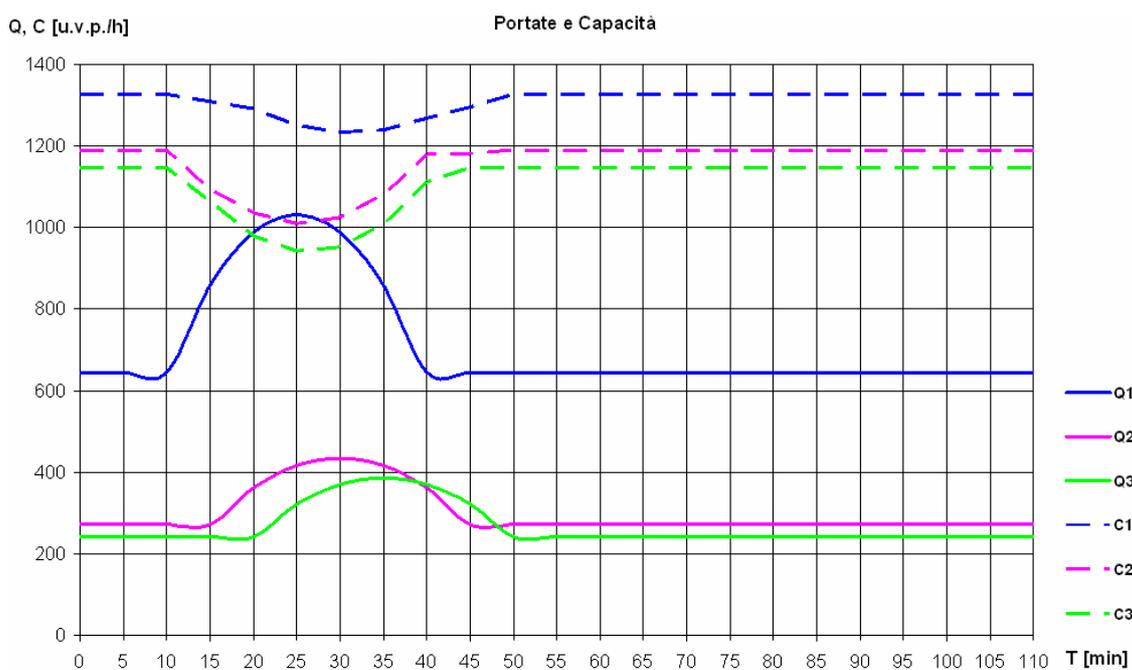


Figura 101: andamento delle portate durante una punta (analisi effettuata con Bovy)

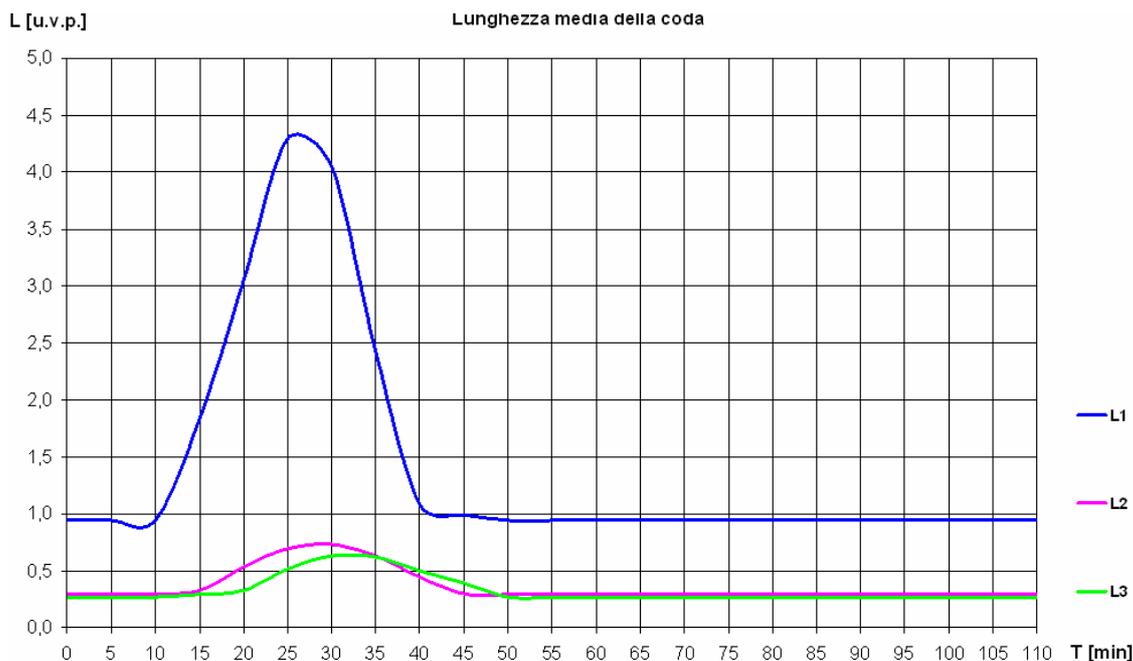


Figura 102: andamento della lunghezza media della coda durante una punta (analisi effettuata con Bovy)

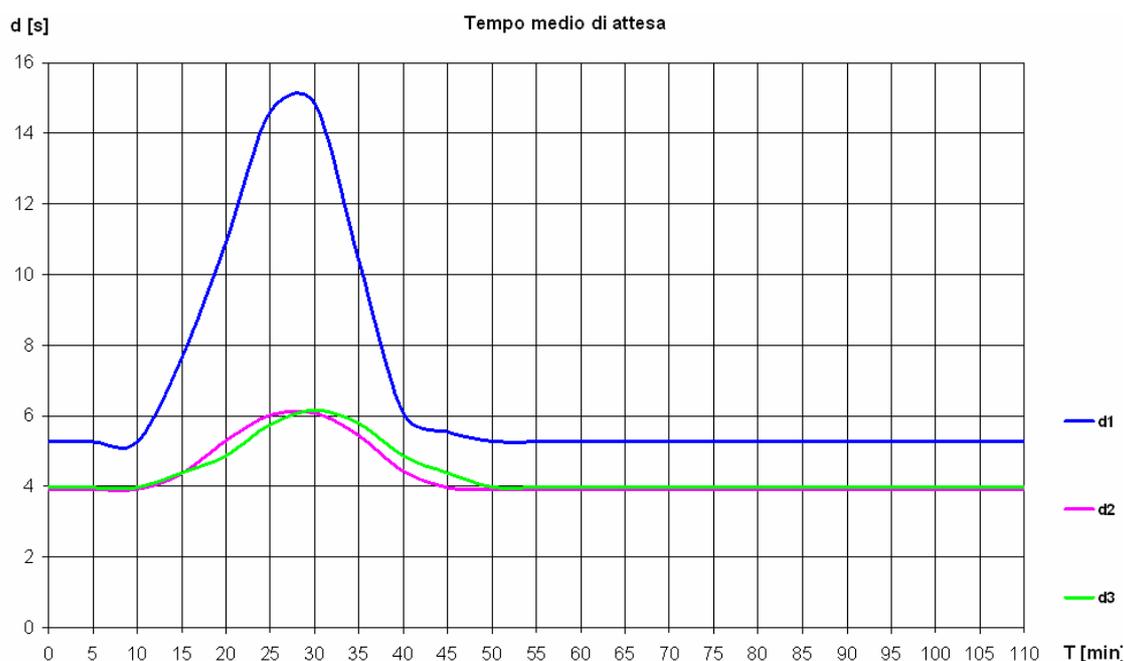


Figura 103: andamento del tempo medio di attesa durante una punta (analisi effettuata con Bovy)

Le analisi mettono in evidenza, come la geometria scelta per le rotonde sia idonea a smaltire il traffico nei periodi di traffico normale (volume orario inferiore all'8% del TGMA) senza formazione di significative code. Con tutti i modelli di capacità utilizzati è stato riscontrato una notevole riserva di capacità per ciascuno dei bracci afferenti alle intersezioni in studio. Il rapporto tra la portata entrante da ciascun ingresso e la capacità

dello stesso, non risulta in nessun caso superiore al 65%, indice di un elevato livello di servizio che si attesta tra il L.d.S. A ed il B.

## **7 Conclusioni**

Il presente studio ha consentito di valutare gli effetti trasportistici dovuti alla realizzazione del nuovo porto turistico di Marina di Pisa nell'ambito del Piano di Recupero dell'area ex Motofides.

In una prima fase dello studio è stato valutato l'incremento potenziale di popolazione di Marina di Pisa per effetto della maggiore capacità ricettiva del litorale pisano derivante dalla realizzazione dei nuovi interventi previsti. L'incremento complessivo di abitanti, è stato ottenuto considerando le nuove superfici previste e tenendo conto della variazione demografica, valutata alla stregua di quella del Comune di Pisa, il cui valore è pari allo - 0,3% annuo. In base all'approccio descritto si è ottenuto che nel caso straordinario di massima saturazione delle capacità ricettive, la popolazione dovrebbe raggiungere la soglia di 8916 unità nel 2010, contro le attuali 7300 circa.

In base ad i rilievi di traffico realizzati dalla Provincia, localizzati in più sezioni della Strada *Ex SS 224* e lungo la Strada Comunale Bigattiera è stato possibile valutare il traffico complessivo "da e per" Marina di Pisa e le modulazioni giornaliere riferite al periodo primaverile. L'estensione temporale dei rilievi ha permesso di determinare un sistema di equazioni, ottenute mediante la tecnica della regressione lineare, utili alla valutazione del numero complessivo di spostamenti futuri di estremità (cioè in origine o destinazione) generati o attratti dall'area portuale. A tal fine è stato necessario riferirsi alla zonizzazione del territorio sia mediante macro aree, ciascuna rappresentativa di città, paesi, o borghi (Pisa, Marina, Tirrenia, Calambrone e Livorno), sia attraverso micro aree rappresentative del tessuto urbano di Marina di Pisa. A seguito delle fasi di generazione del traffico e di distribuzione sulla rete viaria, peraltro localmente modificata per far fronte agli incrementi di domanda di trasporto, sono stati determinati alcuni indici di traffico sintetici (traffico giornaliero medio annuo diurno  $TGMA_d$ , il traffico giornaliero medio annuo notturno  $TGMA_n$ , le percentuali di veicoli pesanti, ecc..) riferiti all'anno 2010 (in cui le infrastrutture in progetto entreranno in esercizio) ed all'anno 2015, sulla rete extraurbana (Strada *Ex SS 224* e Strada Comunale Bigattiera) ed urbana. Ad esempio per la *Ex SS 224*, nel tronco compreso tra Pisa e Marina, per l'anno 2010, nell'ipotesi precedentemente menzionata (massima saturazione delle aree ricettive), è stato stimato un traffico giornaliero medio annuo di 22.479 veicoli equivalenti.

Ottenuta la domanda di traffico, si è sviluppata l'analisi di efficienza utilizzando il metodo *HCM 2000* che consente di valutare per ciascuna strada il Livello di servizio (cioè la misura quantitativa delle condizioni di circolazione), in relazione al tipo di strada, alle sue caratteristiche geometriche, alla tipologia delle intersezioni, al distanziamento tra le stesse, alla composizione del traffico, ecc..

Lo studio è stato diversificato per la viabilità extraurbana e per quella urbana. Nel primo caso è stata presa in esame la Ex S.S. 224, che costituisce la principale via di collegamento tra Pisa ed il litorale pisano. E' stato proposto lo studio di due differenti scenari: il primo relativo all'anno 2010, il secondo relativo all'anno 2015. In tutti i casi esaminati la strada ha mostrato di poter garantire anche nelle ore di punta valori di capacità ben superiore alla domanda di mobilità. Il rapporto tra il Volume in transito nelle ore di punta mattutine e la capacità ha assunto valori non superiori al 64%. Per quanto attiene la corsia di marcia più carica, il rapporto tra il flusso veicolare e la capacità della stessa corsia, in tutti gli scenari esaminati, non è mai superiore al 93%.

In definitiva il collegamento stradale tra Pisa e Marina presenterà buone riserve di capacità anche nelle fasce orarie di punta, ove peraltro, si è riscontrato un livello di servizio mai superiore al livello E.

In ambito urbano lo studio è stato localizzato sugli elementi di maggiore criticità della rete, cioè le intersezioni stradali. In particolare, poiché nel sistema della viabilità urbana sono state previste due intersezioni a rotatoria, lo studio della capacità e dei livelli di servizio è stato circoscritto proprio a tali punti singolari. Sia per la prima che per la seconda rotatoria, rispettivamente localizzate sulla *Ex SS 224*, all'altezza di via Da Verazzano e lungo il tronco stradale di nuova realizzazione all'altezza di via Barbolani, è stato affrontato lo studio di efficienza utilizzando alcuni dei modelli di capacità più noti in letteratura. I valori di traffico usati per le analisi fanno riferimento alle condizioni di funzionamento normale, riscontrabili per il 97% delle ore di un anno, ed alle condizioni particolarmente intense. E' stato possibile riscontrare un buona riserva di capacità in tutte le situazioni analizzate, e anche nelle condizioni di traffico più intenso (che verosimilmente si manifesteranno per non più di trenta ore all'anno).

Le analisi mettono in evidenza come la geometria scelta per le rotatorie sia idonea a smaltire la domanda nei periodi di traffico normale (volume orario inferiore all'8% del TGMA) senza formazione di significative code. Infatti, con tutti i modelli di capacità

utilizzati è stato riscontrata una notevole riserva di capacità per ciascuno dei bracci afferenti alle intersezioni in studio. Il rapporto tra la portata entrante da ciascun ingresso e la capacità dello stesso non risulta in nessun caso superiore al 65%, indice di un elevato livello di servizio che si attesta tra il L.d.S. A ed il B. Infine, per i bracci afferenti a ciascuna rotatoria sono stati determinati i livelli di servizio anche in condizioni di traffico talmente gravose da poter essere considerate del tutto eccezionali; infatti, oltre ad aver confinato lo studio alle ore più cariche dell'anno si è cautelativamente considerato, all'interno dell'ora di punta un ulteriore picco (Qmax) di durata superiore a venti minuti. La determinazione del livello di servizio è stata condotta, così come previsto dal Manuale della Capacità, valutando il valore massimo del tempo occorrente per attraversare l'intersezione (somma del tempo speso in coda e del tempo di percorrenza dell'intersezione stessa). In corrispondenza del braccio più carico il perditempo massimo riscontrato (pari a 3,85 minuti), corrisponde ad un livello di servizio F; dunque, anche in condizioni di traffico straordinarie le intersezioni presenteranno idonea riserva di capacità.

## 8 APPENDICE

### INTERSEZIONE NORD - 30 ORE PIÙ CARICHE DELL'ANNO

Table S.0 - TRAFFIC FLOW DATA

Mov No.	Left		Through		Right		Flow Scale	Peak Flow Factor
	LV	HV	LV	HV	LV	HV		
	-----							
VEHICLES Demand flows in veh/hour as used by the program								
SouthEast: South East Approach								
21	17	1	23	1	22	1	1.00	0.85
-----								
East: East Approach								
4	40	2	1537	63	0	0	1.00	0.85
-----								
West: West Approach								
10	0	0	99	4	68	2	1.00	0.85

-----  
 SouthWest: South West Approach

30 34 1 228 7 46 1 1.00 0.85

Based on unit time = 60 minutes.

Flow Scale and Peak Hour Factor effects included in flow values.

Table R.0 - ROUNDABOUT BASIC PARAMETERS

-----  
 Circulating/Exiting Stream

Cent	Circ	Insc	No.of	No.of	Av.Ent	-----					
Island	Width	Diam.	Circ.	Entry	Lane	Flow	%HV	Adjust.	%Exit	Cap.	O-D
Diam		Lanes	Lanes	Width	(veh/	Flow	Incl.	Constr.	Factor		
(m)	(m)	(m)	(m)	h)	(pcu/h)	Effect					

SouthEast: South East Approach

48 8 64 2 1 3.75 355 3.2 356 0 Y 0.979

East: East Approach

48 8 64 2 1 3.75 76 2.5 76 0 N 0.995

West: West Approach

48 8 64 2 1 3.75 1476 4.0 1477 0 Y 0.491

SouthWest: South West Approach

48 8 64 2 1 3.75 132 3.9 132 0 Y 0.977

Table R.1 - ROUNDABOUT GAP ACCEPTANCE PARAMETERS

Turn Lane	Lane	Circulating/Exiting Stream					Critical Gap			
		No.	Type	Flow Rate	Aver Speed (km/h)	Aver Dist (m)	In-Bnch Headway (s)	Prop Bunched (s)	Hdwy (m)	Foll-up Dist (m)
-----										
SouthEast: South East Approach										
Left	1 Dominant	356	45.7	128.6	2.00	0.351	4.07	51.7	2.48	
Thru	1 Dominant	356	45.7	128.6	2.00	0.351	4.05	51.4	2.46	
Right	1 Dominant	356	45.7	128.6	2.00	0.351	4.05	51.4	2.46	
-----										
East: East Approach										
Left	1 Dominant	76	29.5	385.6	2.00	0.089	3.86	31.6	2.22	
Thru	1 Dominant	76	29.5	385.6	2.00	0.089	3.85	31.5	2.22	
-----										
West: West Approach										
Thru	1 Dominant	1477	29.5	20.0	2.00	0.910	2.91	23.8	2.04	
Right	1 Dominant	1477	29.5	20.0	2.00	0.910	2.90	23.8	2.04	
-----										
SouthWest: South West Approach										
Left	1 Dominant	132	42.3	321.1	2.00	0.148	4.22	49.5	2.46	
Thru	1 Dominant	132	42.3	321.1	2.00	0.148	4.22	49.5	2.46	
Right	1 Dominant	132	42.3	321.1	2.00	0.148	4.22	49.5	2.46	
-----										

Table R.5 - ROUNDABOUT CAPACITY & LEVEL OF SERVICE - aaSIDRA & HCM MODELS

Mov	Dem	aaSIDRA			HCM 2000 Lower			HCM 2000 Upper		
		No.	Flow Cap.	Deg. Av.	Cap.	Deg. Av.	Cap.	Deg. Av.	Cap.	Deg. Av.
-----										

(veh /h) (veh /h) x (sec) (veh /h) x (sec) (veh /h) x (sec) Satn Delay LOS (veh /h) x (sec) Satn Delay LOS (veh /h) x (sec) Satn Delay LOS

-----  
 SouthEast: South East Approach

21 LTR 65 1068 0.061 10.0 A ----- NA ----- NA -----

-----  
 East: East Approach

4 LT 1642 1524 1.077 37.9 D ----- NA ----- NA -----

-----  
 West: West Approach

10 TR 173 156 1.109 151.2 F ----- NA ----- NA -----

-----  
 SouthWest: South West Approach

30 LTR 317 1283 0.247 4.5 A ----- NA ----- NA -----

-----  
 Table R.6 - ROUNDABOUT ALTERNATIVE CAPACITY MODELS

-----  
 aaSIDRA NAASRA 1986 Ger. Linear Ger. GapAcc  
 Mov Dem -----  
 No. Flow Cap. Deg. Cap. % Diff Cap. % Diff Cap. % Diff  
 (veh /h) (veh /h) x (veh /h) (veh from /h) aaSIDRA (veh from /h) aaSIDRA (veh from /h) aaSIDRA

-----  
 SouthEast: South East Approach

21 LTR 65 1068 0.061 1321 23.7 1053 -1.4 938 -12.2

-----  
 East: East Approach

4 LT 1642 1524 1.077 1687 10.7 1208 -20.7 1179 -22.6

-----  
 West: West Approach

10 TR 173 156 1.109 463 196.8 627 301.9 460 194.9

-----  
 SouthWest: South West Approach

30 LTR 317 1283 0.247 1594 24.2 1179 -8.1 1130 -11.9  
 -----

Table S.2 - MOVEMENT CAPACITY PARAMETERS

-----  
 Mov                    Opposing Movement Total Prac. Prac. Lane Deg.  
 No.    Demand                    Adjust. Cap. Deg. Spare Util Satn  
       Flow   HV Flow HV Flow (veh Satn Cap.  
       (veh/h) (%) (veh/h) (%) (pcu/h) /h) xp (%) (%) x  
 -----

SouthEast: South East Approach

21 LTR 65 4.6 355 3.2 356 1068 0.85 1297 100 0.061  
 -----

East: East Approach

4 LT 1642 4.0 76 2.5 76 1524 0.85 -21 100 1.077  
 -----

West: West Approach

10 TR 173 3.5 1476 4.0 1477 156 0.85 -23 100 1.109\*  
 -----

SouthWest: South West Approach

30 LTR 317 2.8 132 3.9 132 1283 0.85 244 100 0.247  
 -----

Table S.3 - INTERSECTION PARAMETERS

-----  
 Intersection Level of Service            =    D  
 Worst movement Level of Service       =    F

---

Average intersection delay (s)	=	41.1
Largest average movement delay (s)	=	151.2
Largest back of queue, mean (m)	=	261
Performance Index	=	103.16
Degree of saturation (highest)	=	1.109
Practical Spare Capacity (lowest)	=	-23 %
Effective intersection capacity, (veh/h)	=	1981
Total vehicle flow (veh/h)	=	2197
Total person flow (pers/h)	=	3296
Total vehicle delay (veh-h/h)	=	25.11
Total person delay (pers-h/h)	=	37.67
Total effective vehicle stops (veh/h)	=	1842
Total effective person stops (pers/h)	=	2763
Total vehicle travel (veh-km/h)	=	1436.1

---

Table S.5 - MOVEMENT PERFORMANCE

Mov No.	Total Delay (veh-h/h)	Total Delay (pers-h/h)	Aver. Delay (sec)	Prop. Queued Rate	Eff. Stop (vehs)	Longest Queue (m)	Perf. Index (km/h)	Aver. Speed
-----								
SouthEast: South East Approach								
21 LTR	0.18	0.27	10.0	0.43	0.61	0.1	1	1.22 46.8
-----								
East: East Approach								
4 LT	17.27	25.90	37.9	1.00	0.87	36.1	261	79.46 30.8
-----								
West: West Approach								
10 TR	7.27	10.90	151.2	1.00	1.49	7.1	51	17.58 11.7
-----								
SouthWest: South West Approach								

30 LTR 0.40 0.60 4.5 0.33 0.37 0.6 4 4.91 51.4

Table S.6 - INTERSECTION PERFORMANCE

-----  
 Total Deg. Total Total Aver. Prop. Eff. Longest Perf. Aver.  
 Flow Satn Delay Delay Delay Queued Stop Queue Index Speed  
 (veh/h) x (veh-h/h)(pers-h/h)(sec) Rate (m) (km/h)  
 -----

SouthEast: South East Approach

65 0.061 0.18 0.27 10.0 0.43 0.61 1 1.22 46.8

East: East Approach

1642 1.077 17.27 25.90 37.9 1.00 0.87 261 79.46 30.8

West: West Approach

173 1.109 7.27 10.90 151.2 1.00 1.49 51 17.58 11.7

SouthWest: South West Approach

317 0.247 0.40 0.60 4.5 0.33 0.37 4 4.91 51.4

ALL VEHICLES:

2197 1.109 25.11 37.67 41.1 0.89 0.84 261 103.16 29.2

INTERSECTION (persons):

3296 1.109 37.67 41.1 0.89 0.84 103.16 29.2

Queue values in this table are mean back of queue (metres).

Table S.7 - LANE PERFORMANCE

-----										
		Dem				Queue				
Lane No.	Mov No.	Flow (veh /h)	Cap (veh /h)	Deg. x (sec)	Aver. Delay Rate (vehs)	Eff. Stop (m)	Aver. Back (m)	Short (m)	Lane	
-----										
SouthEast: South East Approach										
1	LTR	21	65	1068	0.061	10.0	0.61	0.1	1	
-----										
East: East Approach										
1	LT	4	1642	1524	1.077	37.9	0.87	36.1	261	
-----										
West: West Approach										
1	TR	10	173	156	1.109	151.2	1.49	7.1	51	
-----										
SouthWest: South West Approach										
1	LTR	30	317	1283	0.247	4.5	0.37	0.6	4	
-----										

Table S.8A - LANE FLOW AND CAPACITY INFORMATION

-----										
		Min Tot								
Lane No.	Mov No.	Dem	Flow (veh/h)	Cap (veh/h)	Cap (veh/h)	Deg. Util	Lane			
-----										
		Lef	Thru	Rig	Tot	/h)	/h)	x	%	
-----										
SouthEast: South East Approach										
1	LTR	21	18	24	23	65	65	1068	0.061	100
-----										
East: East Approach										

1 LT 4 42 1600 0 1642 150 1524 1.077 100

-----  
West: West Approach

1 TR 10 0 103 70 173 150 156 1.109 100

-----  
SouthWest: South West Approach

1 LTR 30 35 235 47 317 150 1283 0.247 100

Table S.14 - SUMMARY OF INPUT AND OUTPUT DATA

-----  
Lane Demand Flow (veh/h) Adj. Eff Grn Deg Aver. Longest Shrt  
No. ----- %HV Basic (secs) Sat Delay Queue Lane  
L T R Tot Satf. 1st 2nd x (sec) (m) (m)

-----  
SouthEast: South East Approach

1 LTR 18 24 23 65 5 0.061 10.0 1

-----  
18 24 23 65 5 0.061 10.0 1

-----  
East: East Approach

1 LT 42 1600 1642 4 1.077 37.9 261

-----  
42 1600 0 1642 4 1.077 37.9 261

-----  
West: West Approach

1 TR 103 70 173 3 1.109 151.2 51

-----  
0 103 70 173 3 1.109 151.2 51

-----  
SouthWest: South West Approach

1 LTR 35 235 47 317 3 0.247 4.5 4

-----  
 35 235 47 317 3 0.247 4.5 4

=====

ALL VEHICLES	Total	%	Max	Aver.	Max
Flow	HV	X	Delay	Queue	
2197	4	1.109	41.1	261	

=====

Total flow period = 60 minutes. Peak flow period = 10 minutes.

Queue values in this table are mean back of queue (metres).

Note: Basic Saturation Flows are not adjusted at roundabouts or sign-controlled intersections and apply only to continuous lanes.

Table S.15 - CAPACITY AND LEVEL OF SERVICE

-----

Mov	Mov	Total	Total	Deg.	Aver.	LOS	Longest	Queue
No.	Typ	Flow	Cap.	of	Delay	Aver.	Back	
		(veh	(veh	Satn	(vehs)	(m)		
		/h)	/h)	(v/c)	(sec)			

-----

SouthEast: South East Approach

21 LTR 65 1068 0.061 10.0 A 0.1 1

-----  
 65 0.061 10.0 A 0.1 1

East: East Approach

4 LT 1642 1524 1.077 37.9 D 36.1 261

-----  
1642 1.077 37.9 D 36.1 261  
-----

West: West Approach

10 TR 173 156 1.109\* 151.2 F 7.1 51

-----  
173 1.109 151.2 F 7.1 51  
-----

SouthWest: South West Approach

30 LTR 317 1283 0.247 4.5 A 0.6 4

-----  
317 0.247 4.5 A 0.6 4  
-----

ALL VEHICLES: 2197 1.109 41.1 D 36.1 261  
-----

INTERSEZIONE SUD – 30 ORE PIÙ CARICHE DELL'ANNO

Table S.0 - TRAFFIC FLOW DATA

-----  
Mov Left Through Right Flow Peak  
No. ----- ----- ----- Scale Flow  
LV HV LV HV LV HV Factor  
-----

VEHICLES Demand flows in veh/hour as used by the program

South: South Approach

1 153 5 133 4 0 0 1.00 0.95  
-----

North: North Approach

7 0 0 980 41 313 13 1.00 0.95

-----  
 West: West Approach

10 153 5 0 0 459 14 1.00 0.95  
 -----

Table R.0 - ROUNDABOUT BASIC PARAMETERS

-----  
 Circulating/Exiting Stream

Cent	Circ	Insc	No.of	No.of	Av.Ent	-----					
Island	Width	Diam.	Circ.	Entry	Lane	Flow	%HV	Adjust.	%Exit	Cap.	O-D
Diam		Lanes	Lanes	Width	(veh/	Flow	Incl.	Constr.	Factor		
(m)	(m)	(m)	(m)	h)	(pcu/h)	Effect					

-----  
 South: South Approach

36 9 54 1 1 3.75 110 3.0 110 0 Y 0.972  
 -----

North: North Approach

36 9 54 1 1 3.75 158 3.0 158 0 N 0.987  
 -----

West: West Approach

36 9 54 1 1 3.75 1021 4.0 1022 0 N 0.610  
 -----

Table R.1 - ROUNDABOUT GAP ACCEPTANCE PARAMETERS

Turn	Lane	Lane	---- Circulating/Exiting Stream ---				Critical Gap		
No.	Type	Flow	Aver	Aver	In-Bnch	Prop	----- Foll-up		
		Rate	Speed	Dist	Headway	Bunched	Hdwy	Dist	Headway
		(pcu/h)	(km/h)	(m)	(s)	(s)	(m)	(s)	(s)

-----  
 South: South Approach

Left 1 Dominant 110 27.0 244.8 2.00 0.126 4.48 33.6 2.24

Thru 1 Dominant 110 27.0 244.8 2.00 0.126 4.48 33.6 2.24

-----  
 North: North Approach

Thru 1 Dominant 158 27.0 171.1 2.00 0.175 4.25 31.9 2.14

Right 1 Dominant 158 27.0 171.1 2.00 0.175 4.25 31.9 2.14

-----  
 West: West Approach

Left 1 Dominant 1022 41.9 41.0 2.00 0.743 3.46 40.3 1.96

Right 1 Dominant 1022 41.9 41.0 2.00 0.743 3.46 40.3 1.96

-----  
 Table R.5 - ROUNDABOUT CAPACITY & LEVEL OF SERVICE - aaSIDRA & HCM MODELS

		aaSIDRA				HCM 2000 Lower				HCM 2000 Upper			
Mov	Dem	-----		-----		-----		-----		-----		-----	
No.	Flow	Cap.	Deg.	Av.	Cap.	Deg.	Av.	Cap.	Deg.	Av.	Cap.	Deg.	Av.
	(veh	(veh	Satn	Delay	LOS	(veh	Satn	Delay	LOS	(veh	Satn	Delay	LOS
	/h)	/h)	x	(sec)	/h)	x	(sec)	/h)	x	(sec)	/h)	x	(sec)

-----  
 South: South Approach

1 LT 295 1412 0.209 8.3 A 1023 0.288 8.6 A 1223 0.241 8.5 A

-----  
 North: North Approach

7 TR 1347 1445 0.932 10.0 A 1014 1.328 159.6 F 1223 1.101 58.8 E

-----  
 West: West Approach

10 LR 631 441 1.431 231.2 F 594 1.062 72.4 E 660 0.956 52.4 D

-----  
 Table R.6 - ROUNDABOUT ALTERNATIVE CAPACITY MODELS

---

aaSIDRA NAASRA 1986 Ger. Linear Ger. GapAcc										
Mov	Dem	-----								
No.	Flow	Cap.	Deg.	Cap.	% Diff	Cap.	% Diff	Cap.	% Diff	
	(veh	(veh	Satn	(veh	from	(veh	from	(veh	from	
	/h)	/h)	x	/h)	aaSIDRA	/h)	aaSIDRA	/h)	aaSIDRA	

---

South: South Approach

1 LT 295 1412 0.209 1589 12.5 1106 -21.7 1122 -20.5

---

North: North Approach

7 TR 1347 1445 0.932 1569 8.6 1100 -23.9 1105 -23.5

---

West: West Approach

10 LR 631 441 1.431 578 31.1 600 36.1 558 26.5

---

Table S.2 - MOVEMENT CAPACITY PARAMETERS

---

Mov	Opposing Movement				Total	Prac.	Prac.	Lane	Deg.
No.	Demand	Adjust.		Cap.	Deg.	Spare	Util	Satn	
	Flow	HV	Flow	HV	Flow	(veh	Satn	Cap.	
	(veh/h)	(%)	(veh/h)	(%)	(pcu/h)	/h)	xp	(%)	(%)
									x

---

South: South Approach

1 LT 295 3.1 110 3.0 110 1412 0.85 307 100 0.209

---

North: North Approach

7 TR 1347 4.0 158 3.0 158 1445 0.85 -9 100 0.932

---

West: West Approach

10 LR 631 3.0 1021 4.0 1022 441 0.85 -41 100 1.431\*

Table S.3 - INTERSECTION PARAMETERS

Intersection Level of Service	=	E
Worst movement Level of Service	=	F
Average intersection delay (s)	=	71.2
Largest average movement delay (s)	=	231.2
Largest back of queue, 95% (m)	=	575
Performance Index	=	128.24
Degree of saturation (highest)	=	1.431
Practical Spare Capacity (lowest)	=	-41 %
Effective intersection capacity, (veh/h)	=	1589
Total vehicle flow (veh/h)	=	2273
Total person flow (pers/h)	=	3410
Total vehicle delay (veh-h/h)	=	44.93
Total person delay (pers-h/h)	=	67.40
Total effective vehicle stops (veh/h)	=	3051
Total effective person stops (pers/h)	=	4577
Total vehicle travel (veh-km/h)	=	1404.0

Table S.5 - MOVEMENT PERFORMANCE

Mov No.	Total Delay (veh-h/h)	Total Delay (pers-h/h)	Aver. Delay (sec)	Prop. Queued Rate	Eff. Stop Rate (vehs)	Longest Queue 95% Back (m)	Perf. Index	Aver. Speed (km/h)	
South: South Approach									
1 LT	0.68	1.02	8.3	0.35	0.51	1.9	13	5.27	47.8
North: North Approach									
7 TR	3.74	5.61	10.0	1.00	0.71	28.2	204	33.25	46.4

-----  
 West: West Approach

10 LR 40.52 60.77 231.2 1.00 3.07 80.1 575 89.73 8.4  
 -----

Table S.6 - INTERSECTION PERFORMANCE

-----  
 Total Deg. Total Total Aver. Prop. Eff. Longest Perf. Aver.  
 Flow Satn Delay Delay Delay Queued Stop Queue Index Speed  
 (veh/h) x (veh-h/h)(pers-h/h)(sec) Rate (m) (km/h)  
 -----

South: South Approach

295 0.209 0.68 1.02 8.3 0.35 0.51 13 5.27 47.8  
 -----

North: North Approach

1347 0.932 3.74 5.61 10.0 1.00 0.71 204 33.25 46.4  
 -----

West: West Approach

631 1.431 40.52 60.77 231.2 1.00 3.07 575 89.73 8.4  
 -----

ALL VEHICLES:

2273 1.431 44.93 67.40 71.2 0.92 1.34 575 128.24 20.4  
 -----

INTERSECTION (persons):

3410 1.431 67.40 71.2 0.92 1.34 128.24 20.4  
 -----

Queue values in this table are 95% back of queue (metres).

Table S.7 - LANE PERFORMANCE

-----  
 Dem Queue

Flow Lane No.	Cap No.	Deg. /h)	Aver. (veh /h)	Eff. x (sec)	95% Delay Rate (vehs)	Back Stop (m)	Short Lane (m)
---------------	---------	----------	----------------	--------------	-----------------------	---------------	----------------

-----  
 South: South Approach

1 LT	1	295	1412	0.209	8.3	0.51	1.9 13
------	---	-----	------	-------	-----	------	--------

-----  
 North: North Approach

1 TR	7	1347	1445	0.932	10.0	0.71	28.2 204
------	---	------	------	-------	------	------	----------

-----  
 West: West Approach

1 LR	10	631	441	1.431	231.2	3.07	80.1 575
------	----	-----	-----	-------	-------	------	----------

-----  
 Table S.8A - LANE FLOW AND CAPACITY INFORMATION

-----  
 Min Tot

Flow Lane No.	Mov No.	Dem	Flow (veh/h)	Cap (veh/h)	Cap Satn	Deg. Util	Lane
		Lef	Thru	Rig	Tot	/h) x %	

-----  
 South: South Approach

1 LT	1	158	137	0	295	150	1412 0.209 100
------	---	-----	-----	---	-----	-----	----------------

-----  
 North: North Approach

1 TR	7	0	1021	326	1347	150	1445 0.932 100
------	---	---	------	-----	------	-----	----------------

-----  
 West: West Approach

1 LR	10	158	0	473	631	150	441 1.431 100
------	----	-----	---	-----	-----	-----	---------------

-----  
 Table S.14 - SUMMARY OF INPUT AND OUTPUT DATA

Lane No.	Demand Flow (veh/h)				Adj. %HV	Eff Basic (secs)	Grn Sat	Deg Delay (sec)	Aver. Queue (m)	Longest Shrt Lane (m)
	L	T	R	Tot	Satf.	1st	2nd	x	(sec)	(m)

South: South Approach

1 LT	158	137		295	3			0.209	8.3	13
------	-----	-----	--	-----	---	--	--	-------	-----	----

	158	137	0	295	3			0.209	8.3	13
--	-----	-----	---	-----	---	--	--	-------	-----	----

North: North Approach

1 TR		1021	326	1347	4			0.932	10.0	204
------	--	------	-----	------	---	--	--	-------	------	-----

	0	1021	326	1347	4			0.932	10.0	204
--	---	------	-----	------	---	--	--	-------	------	-----

West: West Approach

1 LR	158		473	631	3			1.431	231.2	575
------	-----	--	-----	-----	---	--	--	-------	-------	-----

	158	0	473	631	3			1.431	231.2	575
--	-----	---	-----	-----	---	--	--	-------	-------	-----

ALL VEHICLES	Total Flow	% HV	Total %	X	Max Delay	Aver. Queue	Max
	2273	4		1.431	71.2	575	

Total flow period = 60 minutes. Peak flow period = 15 minutes.

Queue values in this table are 95% back of queue (metres).

Note: Basic Saturation Flows are not adjusted at roundabouts or sign-controlled intersections and apply only to continuous lanes.

Table S.15 - CAPACITY AND LEVEL OF SERVICE

Mov No.	Mov Typ	Total Flow (veh /h)	Total Cap. Satn (v/c)	Deg. of Satn	Aver. Delay (secs)	LOS	95% Back	Longest Queue (m)
-----								
South: South Approach								
1	LT	295	1412	0.209	8.3	A	1.9	13
-----								
		295	0.209	8.3	A	1.9	13	
-----								
North: North Approach								
7	TR	1347	1445	0.932	10.0	A	28.2	204
-----								
		1347	0.932	10.0	A	28.2	204	
-----								
West: West Approach								
10	LR	631	441	1.431*	231.2	F	80.1	575
-----								
		631	1.431	231.2	F	80.1	575	
-----								
ALL VEHICLES:		2273		1.431	71.2	E	80.1	575
-----								

Table S.23 - SENSITIVITY ANALYSIS RESULTS

Performance Measure	Smallest Value	Param Scale
-----		
Degree of Satn	1.431	80
Average Delay	71.2	80

Stop Rate	1.34	80
Max. Queue for		
Any Movement	80.1	80
Perf. Index	128.2	80
Fuel Rate	143.1	80

Performance Measure	Largest Value	Param Scale
Eff. Inters. Cap.	1589	80
Prac. Spare Cap.	-41	80

Table D.0 - GEOMETRIC DELAY DATA

From Approach	To Approach	Negn Radius (m)	Negn Speed (km/h)	Negn Dist. (m)	Appr. Dist. (m)	Downstream Distance (m)
South: South Approach						
	North	68.8	41.9	51.5	500	113
	West	21.6	27.0	84.8	500	170
North: North Approach						
	South	68.8	41.9	51.5	500	114
	West	45.9	35.9	20.8	500	112
West: West Approach						
	South	45.9	35.9	20.8	500	111
	North	21.6	27.0	84.8	500	170

Table D.1 - LANE DELAYS

----- Delay (seconds/veh) -----											
Deg. Stop-line Delay Acc. Queuing Stopd											
Lane	Mov	Satn	1st	2nd	Total	Dec.	Total	MvUp	(Idle)	Geom	Control
No.	No.	x	d1	d2	dSL	dn	dq	dqm	di	dig	dic
-----											
South: South Approach											
1	LT	1	0.209	0.5	0.0	0.5	2.1	0.0	0.0	0.0	7.8 8.3
-----											
North: North Approach											
1	TR	7	0.932	2.9	3.0	5.9	6.8	0.0	0.0	0.0	4.1 10.0
-----											
West: West Approach											
1	LR	10	1.431	10.9	213.7	224.6	6.0	218.6	34.1	184.6	6.6 231.2
-----											
dn is average stop-start delay for all vehicles queued and unqueued											

Table D.2 - LANE STOPS

----- Queue -----										
Deg. -- Effective Stop Rate -- Prop. Move-up										
Lane	Satn	Geom.			Overall	Queued	Rate			
No.	x	he1	he2	hig	h	pq	hqm			
-----										
South: South Approach										
1	LT	0.209	0.17	0.00	0.35	0.51	0.346	0.00		
-----										

North: North Approach

1 TR 0.932 0.63 0.09 0.00 0.71 1.000 0.13

West: West Approach

1 LR 1.431 1.00 2.07 0.00 3.07 1.000 5.24

hig is the average value for all movements in a shared lane

hqm is average queue move-up rate for all vehicles queued and unqueued

Table D.3A - LANE QUEUES (veh)

Lane No.	Satn x	Deg. Ovrfl. Average (veh)				Percentile (veh)					Queue Stor.	
		Queue No	Nb1	Nb2	Nb	70%	85%	90%	95%	98%	Ratio	

South: South Approach

1 LT 0.209 0.0 0.6 0.0 0.6 1.1 1.3 1.5 1.9 2.2 0.03

North: North Approach

1 TR 0.932 1.0 8.1 2.4 10.5 14.6 18.8 21.9 28.2 33.4 0.41

West: West Approach

1 LR 1.431 25.6 5.8 26.1 31.9 38.7 51.4 61.0 80.1 96.0 1.15

Values printed in this table are back of queue (vehicles).

Table D.3B - LANE QUEUES (metres)

Lane No.	Satn x	Deg. Ovrfl. Average (metres)				Percentile (metres)					Queue Stor.	
		Queue No	Nb1	Nb2	Nb	70%	85%	90%	95%	98%	Ratio	

-----  
 South: South Approach

1 LT 0.209 0 4 0 4 8 10 11 13 16 0.03

-----  
 North: North Approach

1 TR 0.932 7 59 17 76 105 136 159 204 242 0.41

-----  
 West: West Approach

1 LR 1.431 184 41 187 229 278 369 438 575 690 1.15

-----  
 Values printed in this table are back of queue (metres).

Table D.4 - MOVEMENT SPEEDS (km/h)

-----  
 Queue Move-up  
 App. Speeds Exit Speeds ----- Av. Section Spd  
 Mov ----- ----- 1st 2nd -----  
 No. Cruise Negn Negn Cruise Grn Grn Running Overall

-----  
 South: South Approach

1 60.0 33.9 33.9 60.0 47.8 47.8

-----  
 North: North Approach

7 60.0 40.5 40.5 60.0 36.6 46.4 46.4

-----  
 West: West Approach

10 60.0 33.7 33.7 60.0 19.5 26.7 8.4

-----  
 Table V.23 - INTERSECTION SUMMARY FOR VARIABLE PARAMETER SCALE

Param Scale (%)	Eff. Int. Cap.	Intersn Satn	Prac. Cap.	Aver. Delay (sec)	Stop Rate (veh)	Longest Queue	Perf. Index	Cost Total	Unsett
80	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	
85	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	
90	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	
95	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	
100	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	
105	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	
110	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	
115	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	
120	1589	1.431	-41	71.2	1.34	80.1	128.2	2009.2	

## 9 Riferimenti Bibliografici

- ✓ Guerrieri M., *Traffico e circolazione stradale*, Quaderno didattico n. 2, 2003, Dipartimento di Ingegneria delle Infrastrutture Viarie, Università degli Studi di Palermo
- ✓ Orlandi A, *Tecnica della circolazione*, Libreria editrice Patron, 1974
- ✓ Piano urbano del Traffico, Comune di Pisa
- ✓ Cascetta E., *Teoria e metodi dell'ingegneria dei sistemi di trasporto*, UTET ,1998
- ✓ Mauro R., M. Corradini, *Standard geometrici e criteri di dimensionamento per incroci a rotatoria*; Università degli Studi di Trento, D.I.M.S., collana scientifica, rapporto n.19, maggio 2002
- ✓ Bruno L., Celauro B., Delfino C., Giuffè O., *Criterio per la stima del TGMA da censimenti della circolazione con campionamento temporale incompleto*, Q.N. 13, Istituto di costruzioni stradali, Università degli Studi di Palermo
- ✓ *Courbes types de variations et trafic journalier moyen (TJM)*, Association Suisse de Normalisation - SNV 641 230, mai 1970
- ✓ *Courbes de variation caractéristiques et trafic journalier moyen (TJM)*, Association Suisse de Normalisation - SNV 640 005a, 2004
- ✓ Tesoriere G., *Strade, ferrovie, aeroporti* Vol. I, UTET, 1972

- ✓ Tesoriere G., *Strade, ferrovie, aeroporti* Vol. II, UTET, 1991
- ✓ Tesoriere G., G. Boscaino, *Strade, ferrovie, aeroporti* Vol. III, UTET, 1991
- ✓ Ferrari P., Giannini F., *Geometria e progetto di strade*, ISEDI, 1994
- ✓ Agostinaccio M., Campa D., Olita S., *La progettazione delle Strade*, EPC Libri, 2002
- ✓ Esposito T., Mauro R., *La geometria stradale*, Helvelius Edizioni, 2003
- ✓ Esposito T., Mauro R., *La progettazione funzionale delle strade*, Helvelius Edizioni, 2003
- ✓ *Highway Capacity Manual 2000*, Transportation research board, Ed. 2000
- ✓ Lamm R., Psarianos B., Mailaender T., *Highway design and traffic safety engineering Handbook*, New York, McGraw-Hill, 1999;
- ✓ Maternini G., *Tecniche per la sicurezza in ambito urbano* vol. II, EGAF, 2003
- ✓ Da Rios G., *Progetto di intersezioni stradali*, UTET, 1999
- ✓ Rinelli S., *Intersezioni stradali semaforizzate*, UTET, 2000
- ✓ Senn L., Ravasio M., *Investire in Infrastrutture*, EGEA, 2001