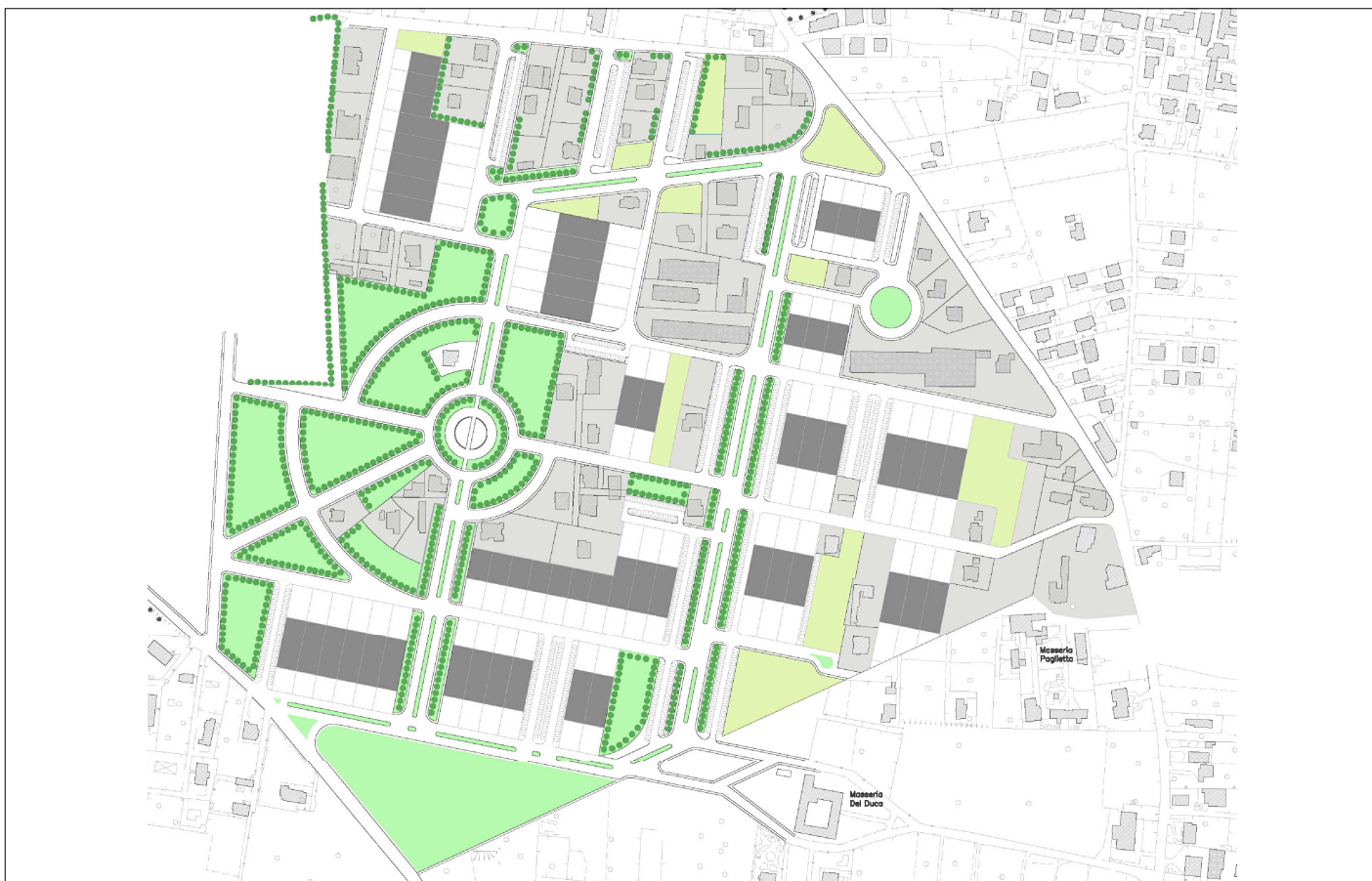


COMMITTENTE:



COMUNE DI SOMMA VESUVIANA

Piano per Insedimenti Produttivi via Pizzone Cassante



IL RESPONSABILE DEL POSIZIONE ORGANIZZATIVA. n.4:	FIRMA E TIMBRO:
R.U.P. : arch. Filomena IOVINE	
PROGETTISTI :	
STUDIO CENNAMO S.a.s arch. Giancarlo GRAZIANI arch. Filippo FRANGI	

DATA	EMISSIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Maggio 2009				
Aggiornamento Marzo 2011				
Aggiornamento Ottobre 2011				

FASE D'INCARICO: PROGETTO PRELIMINARE	TIPO ELABORATO: RELAZIONE
OGGETTO ELABORATO: RELAZIONE DESCRITTIVA DEGLI IMPIANTI	N° ELABORATO: RI.00.00.00
NOME FILE : RI_-_RELAZIONE_DESCRITTIVA_IMPIANTI	ARCHIVIO: SCALA -

Relazione Descrittiva degli impianti

PARTE PRIMA - IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE

1 - GENERALITÀ	PAG. 4
2 - NORME DI RIFERIMENTO	PAG. 4
3 - FORNITURA DI ENERGIA	PAG. 5
4 - CONDUTTURE	PAG. 5
4.1 - CAVIDOTTI E CAVI	pag. 5
4.2 - POZZETTI	pag. 5
5 - DIMENSIONI DEI CAVI	PAG. 6
5.1 - PORTATA DEI CAVI	PAG. 6
5.2 - CADUTA DI TENSIONE	PAG. 6
6 - DISPOSITIVI DI PROTEZIONE E QUADRI	PAG. 6
7 - PROTEZIONE DAI CONTATTI INDIRETTI	PAG. 7
8 - LAMPADE ED APPARECCHI DI ILLUMINAZIONE	PAG. 8

PARTE SECONDA - IMPIANTO IDRAULICO

1 - RETE IDRICA	PAG. 9
1.1 - MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO, TIPOLOGIE DI VERIFICA E DEFINIZIONE DEL FABBISOGNO IDRICO	PAG. 9
1.2 - MATERIALI E TIPOLOGIE ESECUTIVE	PAG. 10
1.2.1 - TUBAZIONI: MATERIALI E POSA IN OPERA	PAG. 10
1.2.2 - APPARECCHIATURE IDRAULICHE	PAG. 11
1.2.3 - VERIFICHE IDRAULICHE	PAG. 11
2 - FOGNATURA ACQUE NERE	PAG. 12
2.1 - DEFINIZIONE DELLA PORTATA NERA E DESCRIZIONE DEL SISTEMA FOGNARIO IN PROGETTO	PAG. 12

2.2 - CALCOLO E VERIFICA IDRAULICA DELLE TUBAZIONI	PAG. 13
3 - FOGNATURA ACQUE BIANCHE	PAG.14
3.1 - CALCOLO IDRAULICO	PAG.14
3.1.1 - MODELLO DI CALCOLO	PAG.14
3.1.1.1 - PARAMETRI DEL MODELLO	PAG.16
3.1.2 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI COLLETTORI	PAG.16

PARTE TERZA - PROGETTAZIONE STRADALE

1 - PROGETTAZIONE STRADALE	PAG.17
1.1 - DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	PAG.17
1.2 - RIFERIMENTI NORMATIVI	PAG.18
1.2.1 - DISTANZE DI VISIBILITÀ	PAG.18
1.2.2 - RETTIFILI	PAG.19
1.2.3 - RAGGI DELLE CURVE CIRCOLARI	PAG.19
1.2.4 - CURVE A RAGGIO VARIABILE	PAG.20
1.3 - SOVRASTRUTTURA STRADALE	PAG.22

RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA

PARTE PRIMA - IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE

1 - GENERALITÀ

La presente relazione riguarda l'impianto di illuminazione da realizzare lungo le strade dell'area relativa al progetto del "Piano per insediamenti Produttivi" in Via Pizzone Cassante nel Comune di Somma Vesuviana (NA).

2 - NORME DI RIFERIMENTO

- CEI 64-7 Impianti elettrici di illuminazione pubblica e similari
- CEI 11-17 Impianti di produzione, trasmissione e distribuzione elettrica-Linee in cavo.
- CEI 17-13/1 Apparecchiature assiemate di protezione e manovra per bassa tensione (Quadri BT) - Parte 1
- CEI 20-22 Cavi isolati con EPR con tensione nominale non superiore a 450/750 V.
- CEI 23-46 Sistemi di tubi e accessori per installazioni elettroniche Parte 2-4. Prescrizioni particolari per sistemi di tubi [23-14 (Fasc. 297-1971)] interrati.
- CEI 34-24 Lampade a vapori di sodio alta pressione.
- CEI 34-48 Alimentatori per lampade a scarica.
 Prescrizioni generali e di sicurezza.
- CEI 34-63 Condensatori per uso in circuiti con lampade fluorescenti tubolari ed altre lampade a scarica.
 Prescrizioni generali e di sicurezza.
- CEI 64-12 Guida per esecuzione dell'impianto di terra negli edifici per uso residenziale e terziario.
- CEI 70-1 Grado di protezione degli involucri (Codice IP).
- UNI 10439 Illuminazione - Requisiti Illuminazione delle strade con traffico motorizzato.
- CENELEC Portate di corrente in conduttori e cavi.
- UNI-EN 40 Pali per illuminazione.

3 - FORNITURA DI ENERGIA

Distributore: sistema T-T direttamente dalla rete Enel.

L'energia elettrica verrà fornita mediante un quadro elettrico di comando e sezionamento inserito in un armadio stradale in vetroresina.

4 - CONDUTTURE

Si intende l'insieme dei conduttori e degli elementi che assicurano l'isolamento, il supporto e la protezione meccanica.

4.1 - CAVIDOTTI E CAVI

Per la realizzazione delle linee elettriche saranno utilizzati cavi multipolari isolati in gomma con guaina in PVC di tipo F70R 0.6/1 kV (CEI 64-7 ART.4.4.06).

Detti cavi saranno posati entro tubazioni isolanti sarà garantita da una profondità di almeno 0.5 m. L'integrità delle tubazioni sarà garantita da una protezione meccanica supplementare realizzata mediante una fila di mattoni o copponi in cemento (CEI 11-17 art. 2.3.11).

4.2 - POZZETTI

In corrispondenza di ogni centro luminoso sarà realizzato un pozzetto in cemento, aventi le seguenti dimensioni:

40x40 cm per linee in rettilineo;

50x50 cm per pozzetti d'angolo.

I pozzetti saranno tutti dotati di chiusini carrabili

Il raggio minimo di curvatura dei nei pozzetti sarà non inferiore a 12 D, con D diametro del cavo oppure secondo le indicazioni del costruttore dei cavi. All'interno di ogni pozzetto sarà installato un dispensore di acciaio ramato di lunghezza pari a 1.50 m e diametro 20 mm.

5 - DIMENSIONI DEI CAVI

5.1 - PORTATA DEI CAVI

Il Dimensionamento dei cavi è stato eseguito nel rispetto della relazione

$I_b \leq I_n \leq I_z$ (CEI 64-8/5 ART. 524.1)

Con I_b = Corrente di Impiego

I_n = Portata nominale dell'organo di protezione

I_z = Portata del cavo

5.2 - CADUTA DI TENSIONE

La norma CEI 64-7 fissa la caduta di tensione, in qualunque punto dell'impianto, pari al 5% della tensione nominale (CEI 64-7 art. 4.2.04).

Rispetto al calcolo della caduta di tensione dell'impianto in oggetto, dal punto di vista elettrico si presenta come un carico equilibrato e quindi con corrente di neutro nulla. In realtà, la compensazione delle correnti sulle tre fasi non è totale soprattutto per la presenza di armoniche dovute alle lampade a scarica e ai relativi alimentatori, per cui a scopo prudenziale la sezione dei conduttori è stata determinata in modo che la caduta di tensione non fosse mai superiore al 3,5% della tensione nominale, tenuto conto anche del fatto che almeno uno 0,5 % della tensione cade sulla derivazione linea principale-lampada.

La linea di alimentazione dei centri luminosi è di tipo trifase, con carico distribuito, a sezione decrescente. I valori delle sezioni sono stati determinanti con il metodo dei centri di carico.

6 - DISPOSITIVI DI PROTEZIONE E QUADRI

Ogni linea dell'impianto di realizzazione sarà munita, in origine, di un interruttore automatico magnetotermico per la protezione dei cavi dei sovraccarichi e cortocircuiti.

Anche se il sovraccarico per questo tipo di impianto è un evento che si verifica difficilmente, la protezione termica diventa ugualmente necessaria, per la protezione dei cavi, poiché, trattandosi di linee molto lunghe, potrebbero non essere eliminati tempestivamente i cortocircuiti che si stabiliscono in fondo alla linea (CEI 64-8/4 art. 434.2).

Comune di Somma Vesuviana - Relazione Descrittiva degli impianti
Progetto preliminare del "Piano per Insediamenti Produttivi in via Pizzone Cassante"

La corrente nominale del dispositivo di protezione, trattandosi di lampade al sodio alta pressione, è stato fissato pari a 3 volte la corrente di impiego per evitare interventi intempestivi dovuti a sovracorrenti di intersezione al momento dell'entrata in funzione dell'impianto.

In ogni caso, la corrente nominale del dispositivo di protezione sarà sempre inferiore alla portata dei cavi ad esso collegati ed il suo potere di interruzione, in questo caso, è stato fissato in 10 kA.

Il valore della corrente di intervento degli organi di protezione differenziali è stato fissato in 1° in modo da:

- Garantire la protezione dai contatti indiretti
- Evitare per quanto possibile, gli scatti intempestivi degli organi di protezione per effetto, soprattutto, di scariche dovute a sovratensioni di origine atmosferiche.

Le derivazioni agli apparecchi di illuminazione saranno protette singolarmente mediante fusibili inseriti nella morsettiera posta alla base del palo (CEI 64-8/4 Art. 473.1.2).

Il quadro elettrico, inteso come carpenteria sarà conforme alla norma CEI 23-51 essendo la sua corrente nominale inferiore a 125 A.

7 - PROTEZIONE DAI CONTATTI INDIRETTI

Per questo impianto la protezione dai contatti indiretti è garantita dalla presenza di un impianto di tensione la cui impedenza risulterà coordinata con la corrente di intervento della protezione differenziale secondo la relazione:

$$RT \leq 50/I(5S)$$

Nel caso specifico essendo

RT = Valore della resistenza di terra

I(S) = Valore di intervento della protezione differenziale (0.5A).

Per realizzare un simile valore di resistenza è prevista l'installazione di dispersori in acciaio ramato di lunghezza pari ad 1.50 m tutti collegati tra loro con una corda di rame nuda da 16 mmq, posta direttamente interrata.

Al termine dei lavori l'impresa installatrice verificherà l'esistenza del coordinamento tra l'impianto di terra e i dispersori di protezione secondo la relazione prima indicata.

8 - LAMPADE ED APPARECCHI DI ILLUMINAZIONE

Per la illuminazione delle sedi stradali la scelta si è indirizzata verso le lampade a vapori di sodio ad alta pressione perché oltre ai pregi comuni ad altre lampade a scarica quali:

- piccole dimensioni
- lunga durata;
- elevata efficienza luminosa;

uniscono altri vantaggi, quali:

- buona penetrazione del flusso luminoso nella nebbia;
- buona resa dei colori.

Le lampade saranno installate, con i necessari ausiliari elettrici all'interno di armature di tipo stradale di classe II.

Il cavo di alimentazione della lampada sarà di tipo multipolare FG70R 0.6/1 kV 2m2.5 mmq. Essendo di classe II sia il cavo che l'armatura stradale, è vietata la messa a terra dell'armatura illuminante.

La potenza della lampada è di 250 W e 150 W.

PARTE SECONDA - IMPIANTO IDRAULICO

1 - RETE IDRICA

1.1. Modello di calcolo adottato, tipologie di verifica e definizione del fabbisogno idrico

La presente relazione di calcolo mira a verificare il funzionamento della rete idrica del 1° Stralcio funzionale delle opere di urbanizzazione dell'area in esame. Trattandosi di una rete idrica, il funzionamento delle opere che andranno a realizzarsi con il 1° Stralcio dovrà essere inquadrato nel futuro funzionamento complessivo della rete e pertanto le verifiche idrauliche saranno riferite alla rete complessiva. Infatti essendo garantito il funzionamento dell'intera rete sarà garantito anche il funzionamento della rete da realizzare con il presente stralcio progettuale.

Nel primo capitolo della presente relazione sono riportati i criteri adottati per le verifiche idrauliche ed i relativi risultati della rete idrica a servizio dell'area per gli insediamenti produttivi del Comune di Somma Vesuviana (NA), nell'ambito della progettazione delle opere di infrastrutturazione.

Le verifiche idrauliche per tutti i possibili schemi di funzionamento previsti sono state eseguite con l'ausilio di un software per la verifica delle reti idrauliche in moto turbolento uniforme e permanente.

Avendo previsto l'uso di tubazioni in PEAD, per il calcolo delle perdite di carico J si utilizza la formula di Colebrook per tubi lisci (scabrezza $\square = 0$):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log\left(\frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}}\right)$$

dove \square è il numero di resistenza, $Re = \square \cdot V \cdot D / \nu$ è il numero di Reynolds per cui:

$$J = \frac{\lambda \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

essendo:

D il diametro interno della condotta,

$V = Q/A$ la velocità dell'acqua in condotta,

Q la portata volumetrica,

$A = \square \cdot D^2 / 4$ l'area della sezione utile della condotta.

Gli interventi previsti nella rete mirano a garantire il servizio idrico di distribuzione in tutte le possibili condizioni di esercizio.

Sono state pertanto ipotizzate le seguenti tre condizioni di esercizio:

- verifica della rete con portata nell'ora di punta nel giorno di massimo consumo;
- verifica della rete con erogazione di portata antincendio di 13 l/s nel punto più sfavorevole, con portata di distribuzione media nel giorno di massimo consumo;
- verifica della rete a seguito di interruzione di una maglia, con portata di distribuzione media nel giorno di massimo consumo.

Al fine di stabilire le portate da distribuire alle utenze, si è in primo luogo fatto riferimento ai documenti ufficiali ed agli studi pubblicati sulle stime del fabbisogno idrico delle utenze future.

Il fabbisogno idrico totale viene distribuito proporzionalmente all'entità presumibile delle attività produttive che insisteranno sull'area PIP.

Il coefficiente di punta adottato è pari a $K_p=3$, come suggerito dalla letteratura nel caso di poli industriali di media estensione.

Le massime pressioni di esercizio nei tratti sono state inoltre verificate per le condizioni di carico statico.

1.2. Materiali e tipologie esecutive

1.2.1 Tubazioni: materiali e posa in opera

Le tubazioni, essendo previste per scopi idropotabili, dovranno essere conformi alla Circolare del Ministero della Sanità n. 12 del 02.02.1978 e al Progetto di norma CEN EN (155 wi 020) del giugno 1994.

Il materiale prescelto è il PEAD PN16. La scelta di questo materiale deriva dalla sua resistenza ad agenti corrosivi e alla sua facilità di posa in opera.

I diametri definiti anche a seguito delle verifiche idrauliche, sono i seguenti: il D160 PN16 per l'anello principale della rete, il D250 PN16 per la condotta di adduzione dall'Acquedotto Campano, il D125 PN16 per tutti i restanti tratti.

Lo scavo per le tubazioni sarà eseguito di norma con mezzi meccanici; è previsto lo scavo a mano per i casi in cui non sussistono in toto le possibilità di operare con i mezzi meccanici. Tale evenienza dovrà però essere autorizzata dalla Direzione Lavori.

Il tubo sarà posato su un letto di sabbia di 20 cm e ricoperto ancora con sabbia, fino a 20 cm

al di sopra della generatrice superiore, avendo cura di compattare il materiale solo lateralmente al tubo stesso, mai sulla verticale. Gli ulteriori strati di riempimento saranno costituiti da materiale arido proveniente da cava e da una soletta in cls sottostante la pavimentazione stradale.

1.2.2 Apparecchiature idrauliche

La rete verrà dotata delle necessarie apparecchiature per la intercettazione e la regolazione delle portate, costituite da saracinesche in ghisa PN25, a scartamento ridotto (a corpo piatto) al fine di ridurre la dimensione dei pozzetti. Le saracinesche dovranno essere giuntate alle tubazioni a mezzo di speciali flangie scorrevoli, ubicate in modo da consentire il completo svuotamento per tronchi della rete, riducendo le interruzioni della erogazioni a compartimenti di estensione limitata.

Le apparecchiature saranno sempre allocate con l'interposizione di appositi giunti di smontaggio per facilitare le operazioni di manutenzione.

La rete sarà inoltre dotata di idranti antincendio del tipo sottosuolo, con attacco UNI70.

Si prevede in corrispondenza dell'adduzione dall'Acquedotto Campano un apparato di riduzione di pressione, al fine di contenere la pressione al di sotto di valori compatibili al tipo di tubazioni scelto, nel caso di eventuali sbalzi di pressione sull'adduzione principale.

Gli apparati di riduzione di pressione sono costituiti da due linee ciascuno: quella principale e quella di by-pass.

La quasi totalità delle apparecchiature idrauliche sono allocate in appositi pozzetti in calcestruzzo gettati in opera con sezione a pianta rettangolare di varie dimensioni, con eccezione della cameretta per allocare l'apparato di riduzione di pressione.

1.2.3 Verifiche idrauliche

La condizione di funzionamento idraulico alla base delle verifiche effettuate è legata all'alimentazione della rete idrica da parte dell'Acquedotto Campano, che assicura una portata massima di 20 l/s e una pressione, in colonna d'acqua, di circa 30 metri.

Sono state ipotizzate tre possibili condizioni di funzionamento, in particolare:

1. verifica della rete con portata nell'ora di punta nel giorno di massimo consumo;
2. verifica della rete con erogazione di portata antincendio di 13 l/s nel punto più sfavorevole, con portata di distribuzione media nel giorno di massimo consumo;
3. verifica della rete a seguito di interruzione di una maglia, con portata di distribuzione media nel giorno di massimo consumo.

Le convenzioni adottate sono le seguenti:

per quanto riguarda i nodi della rete, la portata assume segno positivo se

uscende dal nodo, segno negativo se entrante;

per quanto riguarda i tratti della rete, la velocità (portata) assume segno positivo se l'acqua nel percorrere il generico tratto N_i-N_f procede dal nodo N_i al nodo N_f ; la velocità (portata) assume segno negativo nel caso contrario.

2 - FOGNATURA ACQUE NERE

2.1. Definizione della portata nera e descrizione del sistema fognario in progetto

Nel presente capitolo si riportano i criteri adottati per le verifiche idrauliche, ed i relativi risultati, del sistema fognario di smaltimento delle acque nere a servizio dell'area per gli insediamenti produttivi del comune di Somma Vesuviana (NA).

Al fine di dimensionare la fognatura in progetto, la portata nera media giornaliera (Q_n) che deve essere smaltita può desumersi dalla portata idrica media (Q_{mg}), proporzionalmente alla stessa in ragione di un coefficiente di riduzione pari all'80%. Per il calcolo della portata nera di punta (Q_{pn}) si è assunto, analogamente a quanto fatto per la portata idrica, un coefficiente di punta pari a $K_p=3$. Si ottengono così, attraverso le formule seguenti, le portate complessivamente scaricate dall'intero sistema fognario da realizzare con il progetto generale.

$$Q_n = 0.80 Q_{mg}$$

$$Q_{pn} = K_p Q_n$$

La portata defluente in ogni singolo tratto costituente il sistema fognario è stata valutata attribuendo al tratto stesso un peso proporzionale all'entità delle industrie servite dallo stesso.

La rete scaricherà i reflui nel collettore fognario per le acque nere a servizio della zona nolana realizzato dalla Cassa per il Mezzogiorno nell'ambito del Progetto Speciale per il Disinquinamento del Golfo di Napoli.

Il progetto della rete fognaria per le acque nere è stato condotto cercando di realizzare un sistema quanto più efficiente possibile, in maniera tale da limitare la messa in opera di stazioni di sollevamento e facendo in modo di ottenere velocità alla punta accettabili e pendenze compatibili con l'orografia del terreno.

Il dimensionamento dei collettori è stato effettuato in maniera tale da avere un sistema elastico e in grado di ricevere eventuali carichi reflui aggiuntivi, dovuti a consumi idrici futuri più elevati, che potrebbero derivare anche da un utilizzo di acqua captata con pozzi.

Il materiale adottato per le tubazioni è il PVC Il suddetto materiale è particolarmente

conveniente per le condizioni di posa e per le ottime caratteristiche di scivolamento anche in condizioni di scarsa pendenza, nonché economicamente vantaggioso per i diametri sopraindicati.

Le tubazioni in materiale plastico, presentano inoltre il vantaggio di avere un basso peso, bassa resistenza idraulica, facilità di trasporto e posa in opera, ottima resistenza e facilità di realizzazione delle giunzioni, buona lavorabilità e un'ottima resistenza all'abrasione e ai terreni aggressivi.

2.2. Calcolo e verifica idraulica delle tubazioni

Il modello idraulico utilizzato è quello di moto permanente. Si è proceduto alla verifica che in ciascuna tubazione costituente il sistema fognario di progetto la corrente abbia un grado di riempimento h / D non superiore a 0.80.

Il calcolo è stato effettuato costruendo numericamente le scale di deflusso di stato critico e di moto uniforme per canali a sezione circolare.

Per il moto uniforme, è stata utilizzata la formula di resistenza di Gaukler-Strickler:

$$Q(h_u) = K_{st} A R^{2/3} i^{1/2}$$

dove

h_u è il tirante idrico rispetto al fondo del canale, in condizioni di moto uniforme;

$A = A(h_u)$ è l'area della sezione idrica;

$R = R(h_u)$ è il raggio idraulico della sezione pari al rapporto fra l'area A e il contorno bagnato $C = C(h_u)$ della sezione;

i è la pendenza del canale espressa in [m/m];

K_{st} è il coefficiente di scabrezza di Gaukler-Strickler, che per il materiale utilizzato (canali in PVC in servizio corrente) vale: $K_{st} = 85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Per le condizioni di stato critico la scala delle portate si ottiene dalla seguente espressione:

$$Q(h_c) = A^3 (g A / B)^{1/2}$$

dove

h_c è il tirante idrico rispetto al fondo del canale, in condizioni di stato critico;

$A = A(h_c)$ è l'area della sezione idrica;

$B = B(h_c)$ è la larghezza della sezione idrica in corrispondenza del pelo libero;

g è l'accelerazione di gravità posta pari a $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

3 - FOGNATURA ACQUE BIANCHE

3.1. Calcolo idraulico

Questo capitolo riporta i calcoli idraulici eseguiti per il dimensionamento e la verifica della rete di drenaggio delle acque piovane da realizzarsi nell'area relativa al “Piano per Insediamenti Produttivi” del Comune di Somma Vesuviana relativamente al I Stralcio progettuale.

Lo schema tipologico e l'andamento plano-altimetrico della rete sono stati definiti tenendo conto di diversi vincoli progettuali, quali:

garantire un rinterro di circa 1 m sui collettori;

garantire pendenze adeguate nei collettori compatibilmente con le quote di recapito degli emissari;

contenere i volumi di scavo.

Le tipologie e le dimensioni dei collettori sono stati quindi definiti imponendo un grado di riempimento massimo dei collettori stessi inferiore a 0.8 per eventi meteorici con periodo di ritorno di 20 anni. E' prevista la posa di collettori a sezione circolare in PEAD corrugato e di scatolari in calcestruzzo con fondo in cemento liscio. Il modello adottato per la verifica idraulica e i relativi risultati sono illustrati nei paragrafi seguenti.

3.1.1. Modello di calcolo

Per il dimensionamento e la verifica dei collettori è stato adottato il metodo dell'invaso. Con riferimento alla sezione di un generico collettore, il metodo dell'invaso può essere sintetizzato con la seguente relazione:

$$u = 2168 \frac{n(\varphi K_T a)^{1/n}}{w^{1/n-1}} \quad (3.1)$$

dove:

u è il coefficiente udometrico espresso in litri secondo per ettaro (l/s/ha), uguale al rapporto tra la portata di picco (Q_T) con periodo di ritorno T e l'area drenante sottesa (A) dalla sezione del collettore di interesse, espresso in litri secondo per ettaro (l/s/ha);

n è l'esponente della legge di probabilità pluviometrica, così come definita nella relazione idrologica;

K_T è il fattore di crescita probabilistico funzione del periodo di ritorno T ;

a è il coefficiente della legge di probabilità pluviometrica espresso in m/h;

\square è il coefficiente di deflusso medio dell'area sottesa dalla sezione del collettore;
 w è il volume di invaso specifico espresso in m^3/m^2 , uguale al rapporto tra il volume (V) di acqua invasato nel bacino urbano a monte della sezione di interesse in concomitanza con la portata di picco e l'area del bacino a monte (A).

Il volume di invaso include il volume invasato nel collettore in esame, i volumi invasati nei collettori della rete di drenaggio a monte ed il volume invasato da tutte le altre capacità minori diffuse nel bacino a monte. Il volume invasato dal collettore è espresso come il prodotto della sezione idrica (\square) in occasione della portata di picco per la lunghezza (L) del collettore. Il volume immagazzinato nella rete di drenaggio di monte viene calcolato, per prassi consolidata e nel rispetto delle ipotesi di funzionamento sincrono della rete posta a base del modello di calcolo, attraverso la somma dei volumi invasati nei singoli collettori di monte in corrispondenza delle rispettive portate di progetto, procedendo da monte verso valle. Le capacità minori sono assunte nella pratica progettuale pari a 30-50 m^3 per ettaro.

Alla (3.1) è necessario accoppiare un modello idraulico al fine di definire la portata (ed il volume proprio invasato dal collettore) in funzione del coefficiente udometrico. Si adotta all'uopo una legge di moto uniforme:

$$Q(h_u) = K_{st} \sigma R^{2/3} i^{1/2} \quad (3.2)$$

dove ricordiamo

h_u è il tirante idrico rispetto al fondo del canale, in condizioni di moto uniforme;

K_{st} è il coefficiente di Strickler;

$\square = \square(h_u)$ è la sezione idrica;

i è la pendenza del canale;

$R(h_u)$ è il raggio idraulico della sezione pari al rapporto fra l'area \square e il contorno bagnato $C = C(h_u)$ della sezione.

Il sistema di equazioni (3.1) e (3.2) consente di stimare la portata per il periodo di progetto nonché l'altezza idraulica in condizioni di moto uniforme. La verifica idraulica si completa con la determinazione dell'altezza di stato critico per la portata di progetto. La verifica si ritiene soddisfatta se il grado di riempimento massimo fra quello in stato di moto uniforme e quello in stato critico non supera l'80%.

Per le condizioni di stato critico la scala delle portate si ottiene dalla seguente espressione:

$$Q(h_c) = A^\square (g A / B)^{1/2} \quad (3.3)$$

dove

h_c è il tirante idrico rispetto al fondo del canale, in condizioni di stato critico;

$A = A(h_c)$ è l'area della sezione idrica;

$B = B(hc)$ è la larghezza della sezione idrica in corrispondenza del pelo libero;
 g è l'accelerazione di gravità posta pari a $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

3.1.1.1. Parametri del modello

Di seguito sono elencati i parametri adottati nel modello di calcolo di cui sopra.

Per quanto riguarda i parametri attinenti alla legge di probabilità pluviometrica, dallo studio idrologico, per periodi di ritorno T di 20 anni risulta che $a = 0.027 \text{ m/h}$ e $n = 0.56$.

Le capacità minori sono assunte pari a 30 m^3 per ettaro.

Il coefficiente di deflusso μ si assume pari a 0.7 per l'area da urbanizzare e 0.3 per la fascia di rispetto lungo il Lago Campagna e per le fasce di rispetto stradali.

Per quanto attiene alla scala di deflusso di moto uniforme, sia assume un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per i collettori in materiale plastico e $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per i collettori in calcestruzzo con fondo in cemento liscio.

3.1.2. Dimensionamento e verifica dei collettori

I collettori sono tutti a sezione circolare e in materiale plastico (PEAD corrugato), ad eccezione di alcuni tratti, per i quali è prevista la posa di scatolari in cemento armato di sezione rettangolare e con larghezza utile pari a 2.20 m. Per tutti i collettori il grado di riempimento massimo (rapporto tra il tirante idrico massimo e l'altezza della sezione) non è superiore a 0.8 per eventi meteorici con periodo di ritorno di 20 anni.

PARTE TERZA - PROGETTAZIONE STRADALE

1 - PROGETTAZIONE STRADALE

1.1 - DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La viabilità in progetto riguarda le infrastrutture del Piano per Insediamenti Produttivi nel comune di Somma Vesuviana e interessa una superficie di circa 150 ettari, pianeggiante e ubicata a nord del centro abitato.

I tracciati viari di progetto riflettono le scelte effettuate dall'Amministrazione Comunale sulla base di criteri urbanistici che tengono conto degli insediamenti, delle emergenze e delle infrastrutture esistenti.

Le piattaforme stradali sono riconducibili alle categorie previste dal D.M. 05/11/2001 (nuova normativa stradale) e ai corrispondenti tipi di cui alle norme C.N.R. del 1980.

Le strade di penetrazione presentano una carreggiata formata da 2 corsie larghe 3.00 metri ciascuna, affiancata da 2 marciapiedi larghi 1.00 metro, per una sezione simile al tipo F (locale-urbano) con velocità di progetto compresa tra 25 e 60 km/h.

Il corpo stradale comprende una struttura di base e una sovrastruttura.

Nei tratti in trincea la struttura di base è formata da uno strato di materiale calcareo arido e anticapillare dello spessore di cm 40 e da uno strato di fondazione in misto granulare stabilizzato dello spessore di cm30.

Nei tratti in cui la livelletta è leggermente rialzata rispetto al piano campagna, la struttura di base comprende, oltre i suddetti strati, anche un lieve rilevato.

La sovrastruttura comprende uno strato di base in conglomerato bituminoso dello spessore di cm15,

uno strato di collegamento in conglomerato bituminoso dello spessore di cm 4 e uno strato di usura in conglomerato bituminoso dello spessore di cm 3.

La pendenza trasversale delle falde della carreggiata è del 2.5% nei tratti in rettilineo, mentre nei tratti in curva è variabile ma non supera il 7%. Nei tratti in curva, al fine di

garantire un sufficiente franco di sicurezza, è previsto un idoneo allargamento della carreggiata in funzione del raggio di curvatura.

Al fine di contenere le aree di intersezione, in corrispondenza degli incroci sono stati previsti normali arrotondamenti dei cigli esterni per le svolte a destra, adottando raggi di curvatura comunque sufficienti per la manovra degli automezzi più ingombranti.

In corrispondenza di incroci di maggiore ampiezza verranno disegnate, mediante segnaletica orizzontale, isole di canalizzazione aventi funzione divisionale e direzionale.

Per un corretto e sicuro funzionamento delle intersezioni è necessario che i veicoli che giungono agli incroci si possano vedere reciprocamente per consentire un adeguamento della condotta di guida.

A tal fine gli incroci saranno regolati prevalentemente con STOP e per ogni incrocio è previsto un triangolo di visibilità sgombro da ostacoli.

In presenza di STOP è necessario, per velocità di 30-40 km/h, che il triangolo sia tale da consentire, ad un conducente fermo a 6 metri dal ciglio della strada da attraversare la visibilità ad una distanza di 60-80 metri nella direzione della strada da attraversare.

Si evidenzia che per pendenze prossime allo 0% e per velocità di 60 km/h la distanza di arresto è di circa 70 metri, per cui i predetti triangoli di visibilità consentono anche di evitare collisioni per mancata percezione dello STOP da parte di uno dei due veicoli sopraggiungenti.

1.2 - RIFERIMENTI NORMATIVI

1.2.1 - Distanze di visibilità

Lungo il tracciato stradale e' necessario che tra il conducente e il possibile ostacolo esista una opportuna distanza di visibilità.

Tale distanza è commisurata alla necessità di arresto e/o alla possibilità di sorpasso con sicurezza.

Le norme Italiane fissano entrambi i valori in funzione della velocità di percorrenza V del veicolo. Infatti la distanza di visibilità per l'arresto può calcolarsi con la relazione:

$$D_a = V/3 + V^2/2.54 (100 f_a + i)$$

I valori del coefficiente di aderenza longitudinale sono anch'essi fissati in funzione della velocità V.

Per la determinazione delle distanze di arresto si fa riferimento all'abaco riportato in figura 5.1.2.c di cui al punto 5.1.1 del D.M. 5-11-2001. Per V=60 km/h e p=0% risulta $D_a=70$ metri circa.

La distanza di visibilità completa per il sorpasso risulta pari a :

$$D_s = 5.5 \times V = 5.5 \times 60 = 330 \text{ m (metri) con V in km/h.}$$

La distanza di visibilità per la manovra di cambiamento di corsia risulta pari a :

$$D_c = 2.6 \times V = 2.6 \times 60 = 156 \text{ m (metri) con V in km/h.}$$

Le norme stabiliscono che la distanza di visibilità per l'arresto deve essere garantita ovunque, mentre quella per il sorpasso può essere limitata ad una conveniente estensione

Nelle strade a carreggiata unica, con doppio senso di marcia, la distanza di visibilità D da assumere è uguale al doppio della distanza di arresto, se il sorpasso non è consentito; se, invece, quest'ultimo è consentito, la distanza suddetta è uguale alla distanza di visibilità per il sorpasso.

1.2.2 - Rettifici

È buona norma realizzare tracciati con rettifici non molto lunghi per evitare che si abbia assuefazione a valori della velocità maggiori dell'intervallo di progetto per cui, come riportato dalle norme, per $V_{pmax}=60$ km/h, è consigliabile evitare rettifici di lunghezza superiore a: $LR=22 \times V_{pmax}= 1320$ metri.

D'altra parte un rettifilo, per poter essere percepito come tale dall'utente, deve avere una lunghezza minima di 30 metri per una velocità pari a 40 km/h, e di 50 metri per una velocità di 60 km/h.

1.2.3 - Raggi delle curve circolari

L'intervallo della velocità di progetto è di 40-60 km/h per gli assi di sviluppo e di 25-60 km/h per le strade di penetrazione.

La normativa prevede raggi minimi pari a metri 19, 51 e 118 per velocità di progetto pari, rispettivamente, a 25, 40 e 60 km/h.

Nella scelta dei raggi circolari si tiene conto, oltre che del miglior adattamento possibile alla morfologia del terreno, anche:

-della connessione con i rettifici;

- della stabilità del veicolo in curva;
- della visibilità in curva.

Tra il raggio R (in metri) di una curva circolare e la lunghezza di due rettifili che, con l'introduzione di curve a raggio variabile, la precedono e la seguono, e' necessario che siano verificate le seguenti condizioni:

- per $L < 300$ m : $R > L$
- per $L \geq 300$ m : $R \geq 400$ m.

- Stabilità dei veicoli in curva

Quando un veicolo percorre, ad una prefissata velocità, una curva e' sottoposto ad una forza centrifuga, funzione del raggio, che tende a spingerlo verso l'esterno.

Per bilanciare la suddetta forza occorre una forza centripeta che evita la fuoriuscita dalla traiettoria.

L'effetto equilibrante si ottiene inclinando la piattaforma stradale in modo tale da generare una componente della forza peso ,parallela alla strada e diretta verso l'interno, il cui valore e' funzione dell'angolo di inclinazione della carreggiata stradale.

Inoltre occorre evitare pendenze trasversali troppo elevate per evitare che i veicoli più lenti possano scivolare verso l'interno per il fenomeno opposto dovuto alla predominanza della forza centripeta su quella centrifuga.

Per valori del raggio compresi tra R^* ed $R_{2.5}$ i valori della pendenza trasversale si potranno leggere sulla retta corrispondente a V_{pmax} .

Per valori del raggio non inferiori a quelli R^* , di cui al punto 5.2.4 del D.M. 5-11-2001, è possibile conservare la sagoma in controtendenza al valore -2.5%.

-Pendenze trasversali nelle curve circolari

I valori della pendenza trasversale della piattaforma stradale sono, come già detto, compresi tra il 2.5%, in rettilineo, e il 7% in corrispondenza del raggio minimo.

Le norme , inoltre, impongono che la combinazione ($J=(i_l+i_c)^{1/2}$) tra la pendenza trasversale e la pendenza longitudinale dia luogo ad una pendenza totale non superiore al 6.6% (6%+10%).

Per le pendenze trasversali negli svincoli si adotta l'andamento ad una sola falda per le rampe a corsia unica, e l'andamento a schiena d'asino per le rampe a due corsie con doppio senso di marcia.

1.2.4 - Curve a raggio variabile

Come già detto, il tipo di curva a raggio variabile adottato in progetto e' la clotoide di equazione:

$$r \times s = A^2$$

dove r e' il raggio nel punto di ascissa s , mentre A e' il parametro di scala.

Nel caso di curva di transizione compresa tra rettilineo e curva circolare, il parametro A corrisponde a: $A = (R \times L)^{1/2}$ dove R e' il raggio della curva circolare raccordata e L e' la lunghezza della clotoide.

Le clotoidi vengono inserite lungo il tracciato tra rettilineo e curva circolare.

Con riferimento alle norme devono essere verificate le seguenti condizioni:

- affinché lungo un arco di clotoide si abbia una graduale variazione dell'accelerazione trasversale onde limitare il contraccolpo, tra il parametro A e la velocità con cui la clotoide viene percorsa deve verificarsi la seguente disequazione:

$$A \geq 0.021 \times V^2$$

assumendo una costante di contraccolpo $C=0.504$ e V in km/h.

- con riferimento ad una clotoide inserita tra rettilineo e curva circolare di raggio R , la piattaforma stradale presenta pendenze diverse tra l'inizio e la fine della clotoide.

Questo richiede che il ciglio della piattaforma in rettilineo abbia una differenza di quota D_h rispetto al ciglio della sezione di raggio R che si aggiunge al dislivello geodetico dovuto alla sola pendenza longitudinale della strada.

La corrispondente pendenza longitudinale D_i dei cigli di piattaforma non può superare un valore $D_{i\max} = 18 \times B_i / V$ in cui:

B_i = distanza in metri tra l'asse di rotazione e l'estremità della carreggiata all'inizio della curva a raggio variabile,

V = velocità di progetto in km/h.

Il parametro A della clotoide deve, pertanto, verificare la relazione:

$$A \geq A_{\min} = \left(\frac{B_i(q_f - q_i)}{(1/R_i - 1/R_f) \times D_{i\max}/100} \right)^{1/2} \quad \text{in cui}$$

$q_i = i_{ci}/100$ dove i_{ci} = pendenza trasversale iniziale, in valore assoluto

$q_f = i_{cf}/100$ dove i_{cf} = pendenza trasversale finale, in valore assoluto

Inoltre devono sempre verificarsi le seguenti condizioni:

- per garantire la percezione ottica del raccordo deve essere verificata la relazione

$$A \geq R/3 \quad (R_i/3 \text{ in caso di continuità})$$

- per garantire la percezione dell'arco di cerchio alla fine della clotoide, deve essere

$$A \leq R$$

1.3 - SOVRASTRUTTURA STRADALE

- Generalità

La pavimentazione stradale ,sovrapposta al rilevato o al terreno in sito in corrispondenza delle trincee, ha tre funzioni fondamentali:

- garantire ai veicoli una superficie di rotolamento regolare, poco deformabile e sufficientemente aderente;
- ripartire sul terreno sottostante le sollecitazioni dei veicoli in modo che non si abbiano deformazioni permanenti del piano viabile, pericolose per il traffico;
- proteggere il terreno sottostante dagli agenti atmosferici.

Il tipo di pavimentazione più idoneo alla strada di progetto, sia per la rapidità di messa in opera, sia per la maggiore adattabilità alle diverse sollecitazioni ed ai diversi sottofondi stradali, sia per la facilità di manutenzione, e' certamente una sovrastruttura stradale di tipo flessibile.

Essa e' costituita da una successione di strati di diverso spessore, di cui quelli superficiali, in conglomerato bituminoso (binter + usura) hanno elevata resistenza a sollecitazioni di taglio (prodotti dai carichi verticali o orizzontali) mentre quello di base, in misto bitumato, e quello di fondazione, in misto granulare, hanno prevalente resistenza agli sforzi flessionali.

In particolare allo strato di base e' affidato il compito di ripartire sul terreno le azioni verticali trasmesse, mentre quello di fondazione, oltre il compito di trasmissione ha anche funzione regolarizzatrice del terreno in sito e costituisce un piano di posa non alterabile dalle macchine che realizzano gli strati successivi.

- Portanza del sottofondo

Questo parametro e' utilizzato nel dimensionamento della sovrastante pavimentazione ed e' definito secondo il metodo di calcolo impiegato.

Il sottofondo deve possedere una rigidità sufficiente a garantire una corretta costruzione e una buona durata della sovrastante pavimentazione.

Nessun problema di rigidità si presenta nei tratti in trincea costituito da terreni in sito quali conglomerati marnosi e arenarie, mentre e' necessario, in fase di realizzazione, ricorrere alla determinazione sperimentale del suddetto parametro, tramite delle prove, per i tratti in rilevato e per i tratti in trincea ricadenti nelle zone argillose.

Nei metodi empirici di progettazione la portanza e' individuata dall'indice CBR.

Tale prova è da eseguirsi sul materiale già costipato e sul terreno in sito, finché la granulometria lo consente , altrimenti si ricorre ad altre prove analoghe e si utilizzano delle opportune correlazioni per determinare il valore di CBR di progetto.

Il metodo consiste nel far penetrare una sonda a sezione circolare, di diametro 5 cm, a velocità costante di 1 mm ogni 50 secondi, nel materiale contenuto nella fustella impiegata nella prova di costipamento, e si misurano le pressioni trasmesse dalla sonda in corrispondenza delle

penetrazioni di 2.5 mm e 5.0 mm.

Tali pressioni vengono rapportate a quelle, pari rispettivamente a 70 kg/cq e 105 kg/cq, necessarie ad ottenere le stesse penetrazioni in un terreno campione della California costipato alla densità massima della prova AASHO modificata; i rapporti, moltiplicati per 100, forniscono gli indici CBR per la terra in esame.

Di essi si utilizza il maggiore.

Altra misura empirica della portanza, abbastanza usata in Italia, e' quella della Norma Svizzera SNV 70317. La prova si esegue con una piastra circolare rigida, generalmente di diametro D compreso fra 16 e 30 cm, alla quale viene applicato un carico crescente per incrementi di pressione pari a 0.5 kg/cq.

Per ogni valore della pressione si legge l'incremento di cedimento s.

La portata convenzionale e' fornita dalla relazione:

$$M_d = DP/DS \times D$$

in cui DS viene misurato in corrispondenza dell'incremento fra 1.0 e 1.5 kg/cq e D=30 cm.

In particolare le norme italiane del CNR prescrivono che il modulo di deformazione M_d non debba scendere al di sotto di 150 kg/cq, anche se attualmente si tende a portare questo limite inferiore sui 400 kg/cq.

- Strati della pavimentazione

a) Fondazione in misto granulare

Gli elementi che costituiscono un misto granulare devono avere dimensioni limitate per cui, dal punto di vista geotecnico, nei misti entrano le frazioni ghiaiose, sabbiose e limose; la frazione argillosa e' sconsigliata specialmente in relazione alla possibilità, sia pure remota, di contatto con acqua proveniente dalla pavimentazione stradale.

Lo strato in misto granulare in corrispondenza dei tratti in trincea con presenza di terreni poco deformabili assume la funzione di dreno e strato antigelo.

Il controllo dell'efficienza dello strato si esegue, generalmente, con misure di portanza con piastra.

Le norme Italiane richiedono la misura del modulo M_d che deve raggiungere valori di 800-1000 kg/cq.

b) Strati di base in misti e sabbie bitumate.

In effetti si tratta di strati di miscele del tutto analoghe a quelle degli strati di fondazione. Trattandosi di strati più vicini all'azione del traffico occorrono dei passaggi di granulometria più stretti, ed un controllo di resistenza degli elementi singoli.

Il misto in questione risulta legato da bitume a caldo.

c) Conglomerati bituminosi

I conglomerati bituminosi sono miscele di aggregato (normalmente ottenuto per frantumazione) con legante idrocarburente confezionato a caldo in impianti centralizzati, e stesi da macchine altamente automatizzate che provvedono anche ad un primo costipamento. In seguito si opera

una rullatura a fondo per ottenere un elevato stato di addensamento.

In fase di progettazione non e' possibile definire la composizione precisa degli elementi costituenti la miscela, essendo cio' possibile solo quando e' nota la natura dei materiali da adottare.

- Dimensionamento delle sovrastrutture stradali

Come qualsiasi altro problema di ingegneria civile, note le caratteristiche meccaniche dei materiali adottati, ed i carichi trasmessi, occorre dimensionare i vari strati in modo da contenere i danni che la pavimentazione subisce nel tempo.

In pratica, però, per l'estrema variabilità ed aleatorietà sia dei materiali che dei carichi in gioco, e' opportuno nella progettazione riferirsi a due metodi empirici che traggono origine da una serie di esperienze appositamente eseguite su circuiti sperimentali.

A tale proposito e' importante associare alla pavimentazione il concetto di portanza degli strati e del sottofondo, come già definiti, ed il concetto di vita utile, cioè di quel periodo di tempo (normalmente 20 anni) oltre il quale occorre rifare la pavimentazione.

Il metodo di calcolo trae origine dalla lunga sperimentazione eseguita negli U.S.A. tra il 1959 e il 1960, denominata AASHO Road Test.

- Metodo di progetto dell'AASHO INTERIM GUIDE

In base alle suddette prove e' stato possibile ricavare una correlazione tra la resistenza della pavimentazione I_s , l'entità del traffico N , l'entità di variazione del grado di ammaloramento della pavimentazione P.S.I., e la portanza del sottofondo ottenuta con una prova C.B.R..

In particolare la resistenza della pavimentazione nel suo complesso e' espressa dal cosiddetto indice di spessore I_s , funzione della resistenza dei tre strati in cui può considerarsi suddivisa la pavimentazione in base ai materiali che la costituiscono, cioè usura e collegamento + base + fondazione

Pertanto si ha :

$$I_s = a_1 \times S_1 + a_2 \times S_2 + a_3 \times S_3 + a_4 \times S_4$$

dove:

S_i e' lo spessore dello strato i -esimo,

a_i e' il coefficiente di equivalenza del materiale impiegato (vedi tabella 1 e tavola 1 del Prof. R. Bucchi dell'Universita' di Padova).

L'entità del traffico , N , rappresenta il numero totale di assi standard da 8.2 tonnellate che la pavimentazione riesce a sopportare prima di raggiungere l'ammaloramento in corrispondenza del quale si ritiene debba essere rifatta, ovvero che la pavimentazione sia giunta alla fine della vita utile.

Essendo il traffico composto da veicoli di vario tipo, al fine di rendere valide le esperienze eseguite per carichi diversi da 8.2 tonnellate sono stati valutati dei coefficienti di equivalenza

che per ogni ls e per ogni carico forniscono il numero dei veicoli di 8.2 tonnellate equivalenti, in modo da uniformare tutto il traffico stradale ad un unico tipo.

Nella tavola 1 sono riportati dei diagrammi di trasformazione che consentono di individuare l'indice di spessore una volta noto, per la corsia più carica, il TGM (traffico giornaliero medio) e la percentuale dei veicoli industriali.

Il grado di ammaloramento della pavimentazione ,PSI o G.E.(grado di efficienza) e' misurato con un punteggio assegnato alle condizioni della strada variabile da 0 (strada in pessime condizioni) a 5 (strada in ottime condizioni), espresso quantitativamente con una correlazione analitica fra diversi elementi misurati direttamente sulle pavimentazioni usate per le esperienze.

La scelta del valore del G.E. finale dipende dal tipo di strada in quanto si ritiene che le pavimentazioni di strade di modesta importanza possano raggiungere, prima di essere rifatte, ammaloramenti piu' pronunziati che non quelle delle strade di grande comunicazione.

A titolo indicativo si può porre:

- per le strade di grande comunicazione si assume G.E. finale pari a 2.5;
- per strade di media importanza G.E. finale pari a 2;
- per strade di modesta importanza G.E. finale pari a 1.5.

- Valori di portanza per i sottofondi

Per i sottofondi per i quali non e' possibile effettuare prove dirette, si assumono i valori riportati in letteratura tecnica.

In particolare, per quanto riguarda i rilevati, si utilizza la correlazione:

$$\text{CBR} = 0.2 \text{ Md}$$

Poiche' le Norme Italiane sui materiali addensati prevedono dei valori di Md prossimi a 300 kg/cq, per cui cautelativamente si assume:

$$\text{CBR} = 5\%$$

Per quanto riguarda la portanza dei sottofondi delle trincee occorre distinguere tra i sottofondi in arenarie e conglomerati marnosi, e quelli in argille.

I primi due sono assimilabili al comportamento di sabbie e di ghiaie con valori di Md compresi tra 500 e 800 kg/cq, per cui assumendo Md=600 kg/cq si ha:

$$\text{CBR} = 12\%.$$

Per la portanza dei sottofondi in materiali argillosi, con riferimento al valore minimo di Md=150 kg/cq si ha:

$$\text{CBR} = 3\%.$$