

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea

Ingegneria Civile – Sezione Trasporti

DISTART - Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque,
del Rilevamento, del Territorio

Insegnamento: Costruzioni ferroviarie e aeroportuali LS

**PROGETTAZIONE DI UNA
SOVRASTRUTTURA
INDUSTRIALE ESTERNA
SOGGETTA A CARICHI NON
ORDINARI CON METODOLOGIE
DI CALCOLO AEROPORTUALI**

Tesi di Laurea di:
Rinaldo Apollonio

Relatore:
Chiar.mo Prof. Ing. Ettore Volta

Sessione II
Anno Accademico 2008 - 2009

*A Danilo, Diego,
Giuseppe e Simone*

Indice

<i>Introduzione</i>	1
1. <i>Le sovrastrutture aeroportuali</i>	3
1.1. <i>Tecnologia delle sovrastrutture aeroportuali</i>	3
1.1.1. <i>Caratteristiche delle sovrastrutture aeroportuali</i>	3
1.1.2. <i>Il terreno di sottofondo</i>	5
1.1.3. <i>Le sovrastrutture flessibili</i>	7
1.1.3.1. <i>Fondazione</i>	8
1.1.3.2. <i>Strato di base</i>	9
1.1.3.3. <i>Strati superficiali</i>	11
1.1.4. <i>Caratteristiche di un conglomerato bituminoso per sovrastrutture flessibili aeroportuali</i>	13
1.1.5. <i>Soluzioni particolari per manti flessibili aeroportuali</i>	16
1.2. <i>La portanza del terreno di sottofondo</i>	20
1.2.1. <i>Parametri caratterizzanti la portanza</i>	20
1.2.1.1. <i>Indice CBR</i>	21
1.2.1.2. <i>Classificazione FAA</i>	24
1.2.1.3. <i>Sistema unificato (FAA)</i>	27
1.2.2. <i>Portanza minima desiderabile sul piano di posa della sovrastruttura</i>	29
1.3. <i>La portanza della sovrastruttura</i>	31
1.3.1. <i>Generalità sulle prove e modalità esecutive</i>	31
1.3.2. <i>Le prove di carico su pavimentazioni flessibili</i>	36
1.4. <i>Le sollecitazioni sulle sovrastrutture indotte dagli aeromobili</i>	41

1.4.1. I carrelli degli aerei e loro influenza sul calcolo della sovrastruttura. Il carico equivalente su ruota singola	41
1.4.2. La determinazione del carico equivalente su ruota singola	45
1.4.3. Caratteristiche del traffico aereo e influenze sul dimensionamento delle sovrastrutture	52
1.4.4. Premesse al nuovo criterio di dimensionamento proposto dalla FAA	56
1.5. Il dimensionamento delle sovrastrutture flessibili	61
1.5.1. Generalità sul progetto delle sovrastrutture flessibili	61
1.5.2. Criteri per il dimensionamento	63
1.5.2.1. Dimensionamento seguendo la classificazione FAA	63
1.5.2.2. Il nuovo metodo FAA	68
2. Il software LEDFAA	75
2.1. Introduzione a LEDFAA	75
2.2. Le finestre del software	76
2.2.1. Finestra STARTUP	77
2.2.2. Finestra STRUCTURE	79
2.2.3. Finestra AIRCRAFT	82
2.2.4. Finestra NOTES	85
2.2.5. Finestra AIRCRAFT DATA	86
2.3. CDF (Cumulative Danger Factor)	87
2.4. Tipi di strato	89
2.4.1. Strati di sottofondo	90
2.4.2. Strati in conglomerato bituminoso	91
2.4.3. Strati in aggregato	91
2.4.3.1. Aggregato frantumato e non frantumato	91
2.4.3.2. Valori di modulo elastico per gli strati in aggregato	92
2.4.4. Strati stabilizzati	92
2.4.5. Strati indefiniti	93
2.5. Procedura generale di progettazione	95
2.5.1. New flexible	95

3. Il caso di studio	99
3.1. Considerazioni generali	99
3.2. Il sito	103
3.3. I carichi	116
3.4. I materiali utilizzati nella sovrastruttura di progetto	130
3.4.1. Aggregato frantumato P-209	131
3.4.1.1. Descrizione	131
3.4.1.2. Aggregato	131
3.4.1.3. Metodi di costruzione	133
3.4.1.4. Specifiche di prova	136
3.4.2. Conglomerato bituminoso P-401	137
3.4.2.1. Descrizione	137
3.4.2.2. Materiali	137
3.4.2.3. Composizione	140
3.4.2.4. Metodi di costruzione	148
3.4.2.5. Accettazione del materiale	159
3.4.2.6. Controllo di qualità dell'Appaltatore	167
3.4.2.7. Specifiche di prova	171
3.4.3. Materiale stabilizzato per lo strato di fondazione	173
3.5. La progettazione	182
3.6. Alternative di progetto	189
3.6.1. Bitumi modificati: cosa sono e quali vantaggi offrono	189
3.6.1.1. Il bitume modificato	190
3.6.1.2. I modificati polimerici	191
3.6.1.3. Caratteristiche dei bitumi modificati	193
3.6.1.4. Proprietà dei bitumi modificati rispetto ai bitumi tradizionali e riflessi sui conglomerati	193
3.6.2. Conglomerati ad alto modulo complesso	199
3.6.2.1. Specifiche di capitolato per un conglomerato ad alto modulo	200
3.6.3. ESSEBAM [®]	202

3.6.4. <i>Progettazione della sovrastruttura mediante utilizzo di ESSEBAM[®]</i>	207
3.7. <i>Costi dell'intervento</i>	209
<i>Conclusioni</i>	213
<i>Appendice A – Rapporti di prova delle carote</i>	215
<i>Appendice B – Rapporti delle prove penetrometriche statiche</i>	289
<i>Appendice C – Job Mix Formula – Figure esempio</i>	315
<i>Tavola 1 – Planimetria dello stabilimento – Transito camion stabilimento</i>	319
<i>Ringraziamenti</i>	321
<i>Bibliografia</i>	323

Introduzione

Il gruppo Marcegaglia ha realizzato a Ravenna il suo più grande stabilimento metallurgico e il più importante polo logistico ed intermodale per tutte le attività industriali e commerciali della sua filiera produttiva.

Il nuovo stabilimento, all'avanguardia per la tecnologia dei suoi impianti di lavorazione di *coils* d'acciaio, è il frutto d'investimenti costanti di Marcegaglia per aumentare e migliorare la sua capacità e la sua gamma produttiva, la programmazione e l'elasticità delle sue attività lavorative, insieme alla logistica, alla distribuzione e alla puntualità di consegna dei manufatti alla propria clientela.

E proprio a servizio di questa nuova costruzione, è stato necessario dimensionare un piazzale industriale che potesse accogliere la movimentazione dei vari mezzi d'opera all'interno del cantiere.

Ed è proprio in questo lavoro che andrò a esporre i criteri che ho seguito e le operazioni che ho svolto per dimensionare il pacchetto della sovrastruttura. Naturalmente la mia opera consiste in una riprogettazione del suddetto pacchetto, poiché il lavoro è già stato ultimato. Ciò non toglie, però, che da questa esperienza possano nascere vari spunti di riflessione.

Ad esempio, se sia meglio utilizzare una pavimentazione di tipo rigido o flessibile. Se la soluzione adottata dal gruppo Marcegaglia sia la migliore o se ve ne siano altre che possano essere più vantaggiose, considerando vari fattori come il costo, la durabilità, ...

Si potrebbero ricavare tanti altri spunti. Ma il punto sul quale vorrei che focalizzaste la vostra attenzione è il seguente: come mai il dimensionamento di tale piazzale è stato realizzato con metodi di progettazione concernenti il settore aeroportuale?

La ragione principale è che la futura sovrastruttura sarà interessata da carichi ingenti e, quindi, non paragonabili con i consueti carichi stradali. I mezzi che impegneranno il piazzale, poiché non impegneranno la viabilità ordinaria, potranno essere sottoposti a carichi anche superiori a quelli strettamente consentiti, operando, quindi, in condizioni di sovraccarico. Per far fronte a queste particolari condizioni considereremo, pertanto, metodologie di dimensionamento concernenti il settore aeroportuale. Naturalmente con tutte le eccezioni del caso.

Rinaldo Apollonio

Capitolo 1

Le sovrastrutture aeroportuali

1.1. Tecnologia delle sovrastrutture aeroportuali

1.1.1. Caratteristiche delle sovrastrutture aeroportuali

In una piattaforma aeroportuale la realizzazione delle pavimentazioni dei piazzali assume una considerevole rilevanza per via delle ampie aree interessate e delle specifiche qualità di resistenza e durabilità richieste dalle esigenze del traffico aereo.

Inoltre le caratteristiche di questa tipologia di traffico sono differenti da quelle del traffico stradale per entità dei carichi trasmessi e condizioni di esercizio, per cui la resistenza e la qualità di una sovrastruttura aeroportuale devono essere chiaramente diverse e sicuramente maggiori di quelle richieste a una strada ordinaria.

Le particolarità delle sollecitazioni impresse dagli aerei alle pavimentazioni aeroportuali sono sensibilmente dissimili da quelle determinate dai veicoli su strada ordinaria. I fattori essenziali che collaborano a individuare questa differenza sono i seguenti:

- entità del carico: il carico massimo che può procedere su sovrastrutture stradali corrisponde a quello di un asse da 12 t. Nel caso, al contrario, di pavimentazioni aeroportuali, i carichi di ruota sono di un ordine di grandezza più grande.
- geometria del carico: riguarda la posizione e il numero delle ruote in un carrello. L'insieme delle ruote di una gamba di forza, ai fini delle

sollecitazioni prodotte nella sovrastruttura, si assimila a una ruota singola, su cui incombe un carico che è indubbiamente più importante di quello riguardante ogni ruota del carrello.

- pressione di gonfiaggio: dalla pressione di gonfiaggio degli pneumatici dipende il carico specifico agente sull'area di contatto fra ruota e pavimentazione.

In conformità a quanto esposto circa i tre fattori analizzati (carico, disposizione delle ruote e pressione di gonfiaggio), si capisce agevolmente come a una sovrastruttura aeroportuale si richiedano qualità di resistenza ben più grandi di quelle delle abituali pavimentazioni stradali. Queste esigenze sono soddisfatte tramite un dimensionamento più preciso, una scelta più accorta dei materiali e una corretta messa in opera, di modo che ogni strato della pavimentazione possa collaborare il più efficacemente possibile alla resistenza dell'insieme.

Il dimensionamento delle sovrastrutture aeroportuali si mostra, così, come un problema alquanto difficile e a renderlo meno facile si uniscono le specifiche condizioni in cui si svolge il traffico nell'ambito della piattaforma aeroportuale.

Alla variabilità dell'entità della sollecitazione cui è sottoposta una pista, contribuisce in prevalenza la non omogeneità delle caratteristiche dei mezzi aerei (diversità nel peso, nella disposizione delle ruote e nella pressione di gonfiaggio) e, per un medesimo aereo, la difformità del carico agente in relazione alle condizioni operative.

Infine, dal punto di vista tecnico, le pavimentazioni aeroportuali impongono altre particolari incognite individuate da specifiche condizioni in cui si svolge il moto degli aeromobili sulle piste; fra queste si rammentano l'aggressività del kerosene e l'elevata temperatura dei getti dei motori degli aerei nel caso di sovrastrutture flessibili.

Per le pavimentazioni aeroportuali, così come per quelle stradali, si usano sovrastrutture rigide e flessibili (nel dettaglio faremo riferimento a quest'ultima tipologia).

I due tipi si distinguono in particolare per il loro diverso comportamento sotto l'azione dei carichi: le pavimentazioni in calcestruzzo mostrano un'elevata

rigidezza, mentre le sovrastrutture flessibili esibiscono una più grande deformabilità riguardo ai carichi e alla portanza del piano di posa.

Le pavimentazioni aeroportuali devono appoggiarsi su un idoneo sottofondo su cui è opportuno raggiungere un indice minimo di portanza ricorrendo, nel caso, ad adeguati provvedimenti.

1.1.2. Il terreno di sottofondo

La resistenza di una sovrastruttura è influenzata, in modo non marginale, dall'eventualità, per il terreno di sottofondo, di manifestare le reazioni indispensabili alla sua funzione di uniforme sostegno, senza, per altro, subire deformazioni o cedimenti che superino specificati limiti.

Per di più, le capacità di resistenza di un sottofondo, variabili da un punto a un altro della stessa zona, dipendono dalla profondità interessata dai carichi e sono variabili nel tempo per condizioni ambientali esterne e per variazioni dell'umidità propria.

La necessità di avere un piano di posa adatto per la sovrastruttura costituisce una complicazione che nel campo delle costruzioni aeroportuali assume dimensioni abbastanza importanti, sia per l'estensione delle zone interessate dalla piattaforma sia per la caratteristica posizione della stessa.

La scelta del sito è vincolata da motivi relativi, soprattutto, alla funzionalità della base aerea dal punto di vista dell'espletamento delle operazioni di trasporto, per cui difficilmente in questa fase della progettazione si può tener conto, con certa priorità, delle proprietà geomorfologiche e di portanza della plaga¹ interessata.

Pertanto, giacché la selezione dell'area idonea è orientata, per esigenze operative, verso grandi aree pianeggianti, l'ammasso formante il sottofondo è composto, abitualmente, da depositi recenti di multiforme natura, per cui il più delle volte si rendono inevitabili opere di bonifica e di sistemazione di entità non marginale al fine di assicurare l'inalterabilità nel tempo della portanza del piano di posa.

¹ Plaga: regione, zona della terra [2]

Il maggiore impedimento alla conservazione di un'ideale portanza del sottofondo è riconoscibile nella presenza di acqua nell'ammasso; difatti, nei terreni a matrice limo-argillosa, le variazioni di umidità sono accompagnate da fenomeni di ritiro e di rigonfiamento, ovvero da cedimenti più o meno considerevoli che, senza adeguati accorgimenti che ne limitino la grandezza, sono la ragione basilare d'instabilità delle sovrastrutture.

Tutti questi motivi obbligano, in modo fondamentale, a verificare la stabilità del piano di posa della sovrastruttura con uno studio complesso dell'ammasso, servendosi di sondaggi e di ricerche geotecniche; in condizioni particolari, in cui il sottofondo è composto di strati molto compressibili, sarà necessario scegliere la soluzione migliore mettendo in atto provvedimenti migliorativi che si ritengono idonei e che possono essere piuttosto onerosi.

In alcuni casi può essere sufficiente l'asportazione dello strato non idoneo, perché torboso o molto cedevole, e la sua sostituzione con materiale di apporto granulare, sempreché si tratti di spessori non eccessivi (qualche metro), ovvero, laddove possibile, può essere raccomandabile il trattamento dello strato con calce idrata, specie se si tratta di terreni argillosi a elevato indice di plasticità².

Non si deve trascurare il fenomeno del gelo che, disciplinato da un articolato meccanismo di fattori dipendenti dalle condizioni climatiche e dalle specificità caratteristiche dell'ammasso, è capace di causare un calo rilevante della portanza.

Le acque superficiali, raggiungendo gli strati sottostanti e il piano di posa attraverso un manto non del tutto chiuso, o per infiltrazioni laterali, a causa del manifestarsi di basse temperature, si tramutano in ghiaccio, aumentando di volume e generando, perciò, sconessioni in tutta la struttura.

Il fenomeno del gelo può mostrarsi, ugualmente, anche nel caso di manti del tutto impermeabili per effetto di risalita capillare delle acque di falda.

² Sistemi più impegnativi si sono resi a volta necessari per la portanza dello strato compressibile; così, nella costruzione della pista n. 3 dell'aeroporto Leonardo da Vinci (Roma), in cui l'ammasso di sottofondo è risultato formato da limi molto imbibiti d'acqua fino alla profondità di 30 ÷ 50 m, si è ricorso alla esecuzione di una fitta rete di pali di sabbia per accelerare il processo di consolidazione.

Gli accorgimenti da usare per limitare questo fenomeno entro proporzioni ammissibili sono simili a quelli già stabiliti per le pavimentazioni di una strada ordinaria:

- impermeabilizzazione del rivestimento, tramite la scelta di manti molto chiusi, adoperando bitumi con indice di penetrazione prossimo allo zero (bitumi elastici che non acquisiscono fragilità alle basse temperature);
- protezione con strati anticapillari di sottofondazione, formati da materiali granulari, i quali evitano che risalite per capillarità delle acque di falda interessino la sovrastruttura.

1.1.3. Le sovrastrutture flessibili

Le sovrastrutture flessibili aeroportuali, dal punto di vista tipologico, sono fondamentalmente analoghe a quelle utilizzate per le costruzioni stradali.

Pure in questo caso, difatti, la sovrastruttura è composta dalla sovrapposizione di strati di materiale di differente natura e di caratteristiche meccaniche diverse: strato di fondazione, di base e superficiale (Fig. 1.1.3.1).

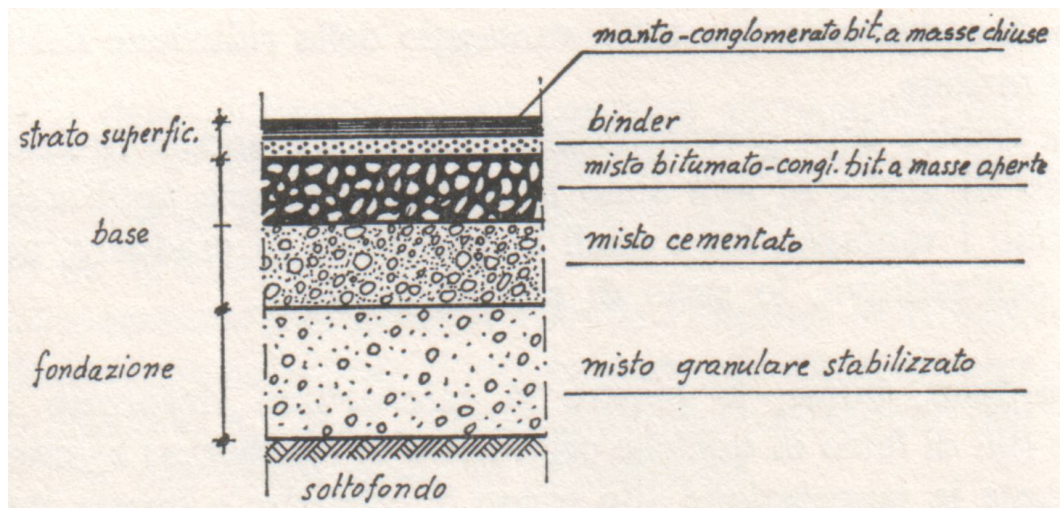


Fig. 1.1.3.1 - *Pavimentazione flessibile. Lo strato di base è indicato scomposto in un duplice strato: quello superiore in misto bitumato e quello inferiore in misto cementato. Una tale soluzione è preferibile quando si voglia adoperare la pavimentazione flessibile per piazzali o testate di piste di volo [1].*

1.1.3.1. Fondazione

Per le fondazioni delle sovrastrutture flessibili si usano strati di 30 ÷ 40 cm di spessore di terreno stabilizzato granulometricamente, i cui requisiti di accettazione sono segnalati in Tab. 1.1.3.1.1.

Crivelli e setacci ASTM	ASTM-D 1251-55 T		CNR	Capitolato tipo ANAS	Crivelli e setacci UNI
2"	100%	-	100%	100%	71 mm
-	-	-	-	75 ÷ 100	40 mm
1"	75 ÷ 95	100	70 ÷ 100	-	30 mm
-	-	-	-	60 ÷ 87	25 mm
3/8"	40 ÷ 75	50 ÷ 85	30 ÷ 70	35 ÷ 67	10 mm
n. 4	78 ÷ 95	35 ÷ 65	25 ÷ 55	25 ÷ 55	5 mm
n. 10	30 ÷ 60	25 ÷ 50	15 ÷ 40	15 ÷ 40	2 mm
n. 40	20 ÷ 45	15 ÷ 30	8 ÷ 25	7 ÷ 22	0,4 mm
n. 200	15 ÷ 30	5 ÷ 15	2 ÷ 15	2 ÷ 10	0,075 mm
LL ≤ 25%		IP ≤ 6%			

Tab. 1.1.3.1.1 – Fusi granulometrici suggeriti per misto granulare stabilizzato da impiegare per strati di fondazione di pavimentazioni flessibili [1].

La parte fine dell'aggregato deve esibire un limite di liquidità LL inferiore a 25, un limite di plasticità LP inferiore a 19, un indice di plasticità IP inferiore a 6 e un limite di ritiro LR più grande della percentuale di acqua ottima di costipamento.

La posa in opera del materiale richiede una giusta umidificazione e un adeguato costipamento, anticipato, se necessario, da un conveniente mescolamento per evitare la segregazione del fine.

Nelle prescrizioni da riportare in Capitolato è essenziale fissare il valore minimo del peso secco di volume o massa volumica da raggiungere in sito dopo l'operazione di costipamento come percentuale di quello massimo conseguibile in laboratorio, secondo le norme della prova AASHTO modificata. È conveniente che questa percentuale sia uguale al 95 ÷ 100%, perché una fondazione poco compattata rappresenta uno strato deformabile, comodamente disgregabile sotto

l'azione dei carichi o a causa di eventuali cedimenti del piano di posa, per cui può emergere intaccata, in un primo tempo, l'uniformità della sagoma in superficie e, in seguito, la resistenza dell'intera sovrastruttura.

L'indice CBR del materiale, ottenuto su campioni costipati in laboratorio dopo immersione degli stessi in acqua per quattro giorni, deve possedere un valore minimo non inferiore a 50; oltre a ciò, in zone in cui gli strati devono sottoporsi a lungo all'azione del gelo, sarà fondamentale verificare che la percentuale di elementi di dimensioni minori di 0,02 mm non oltrepassi il 6% del peso totale e che l'aggregato grosso non comprenda elementi teneri derivanti da rocce gelive in misura maggiore del 7% in peso del totale.

Il terreno da usare per la costituzione di uno strato di fondazione può essere trattato, per rendere migliori le sue qualità, con l'aggiunta di sostanze chimiche o di leganti.

Le varie pratiche della stabilizzazione dei terreni (con cloruro di calcio, con bitume, cemento, calce) possono permettere l'uso, per la realizzazione del suddetto strato, di terreni rintracciabili sul luogo; le ampie quantità di materiale da trattare hanno spesso reso indicate soluzioni di questo tipo rispetto a quella che prevede l'approvvigionamento di un terreno idoneo proveniente da cave lontane dal cantiere.

1.1.3.2. Strato di base

La base, di solito, è composta di un solo strato in misto bitumato ovvero da due strati, di cui quello inferiore in misto cementato e quello superiore in misto bitumato.

Il misto bitumato è fondamentalmente un conglomerato bituminoso a masse aperte, cioè nel quale la porosità conserva, dopo costipamento, valori più elevati rispetto a quello dello strato superficiale.

Gli inerti, sabbia, graniglia e pietrisco, devono essere il più possibile poveri di materie eterogenee e la loro curva granulometrica deve essere compresa in determinati fusi.

Il bitume usato nella miscela, in misura pari al 4 ÷ 4,5% in peso degli inerti, è del tipo 180 ÷ 200 (valori alla penetrazione in decimi di millimetro a 25 °C).

Per l'approntamento dell'impasto si utilizzano impianti speciali che assicurano l'essiccamento e la depolverizzazione degli inerti, nonché il riscaldamento degli stessi e del bitume e la loro miscelazione nelle prestabilite proporzioni. La percentuale di bitume da impiegare, il cui valore va scelto riguardo alle caratteristiche granulometriche degli inerti, è spesso individuata anticipatamente in laboratorio con la prova Marshall (la stabilità Marshall deve essere non più bassa di 500 ÷ 700 kg_p)³.

Per la stesa si utilizzano spanditrici finitrici; la temperatura del conglomerato durante quest'operazione dovrà presentarsi non minore di 100 °C; gli spessori del materiale sciolto per ogni singola passata dovranno essere di 8 ÷ 11 cm, corrispondenti a circa 5 ÷ 8 cm di spessore finito. Per il costipamento sono sufficienti pochi passaggi di rullo compressore statico o dinamico a ruote metalliche lisce, a patto che tale operazione segua istantaneamente quella della stesa, cioè prima che il conglomerato si raffreddi.

L'accertamento del costipamento si compie indicando in laboratorio, su tasselli estratti dallo strato già steso e compattato, la porosità, che deve essere non maggiore dell'8 ÷ 10%.⁴

³ Per le caratteristiche del bitume da impiegare si veda anche: CNR, Norme per l'accettazione dei bitumi per usi stradali (Revisione delle norme CNR, Fascicolo 2, 1951, secondo il testo proposto dalla Commissione nel Giugno 1976).

⁴ La porosità ($p = \frac{V_c}{V}$) di un conglomerato bituminoso può ottenersi conoscendo la percentuale e il peso specifico del bitume (γ_b), il peso di volume del conglomerato (γ_c) e quello degli inerti (γ_i). Se la percentuale di bitume è riferita al peso degli inerti (P_i):

$$b = 100 \frac{P_b}{P_i} \text{ (essendo } P_b \text{ il peso del bitume)}$$

risulta:

$$p = 1 - \frac{100\gamma_c}{100 + b} \left(\frac{1}{\gamma_i} + \frac{b}{100\gamma_b} \right)$$

Ovvero, se si pone $b = 100 \frac{P_b}{P_i + P_b}$ (secondo le norme CNR), cioè la percentuale di bitume si riferisce al peso del conglomerato, la porosità si ricava dalla seguente espressione:

$$p = 1 - \frac{\gamma_c}{100} \left(\frac{b}{\gamma_b} + \frac{100 - b}{\gamma_i} \right)$$

1.1.3.3. Strati superficiali

Gli strati superficiali sono formati dal binder, o strato di collegamento, steso sopra la base, e dal manto, o strato di usura, steso sopra il precedente.

I due strati superficiali si differenziano fondamentalmente per la scelta granulometrica degli inerti (Tab. 1.1.3.3.1) e di conseguenza per il contenuto in bitume.

Crivelli e setacci		Manto di usura (% di passante)		Binder (% di passante)		Misto bitumato (% passante)
ASTM	UNI	Asphalt Institute	Capitolato ANAS	Asphalt Institute	Capitolato ANAS	Capitolato ANAS
	40 mm	-	-	-	100%	100%
1"	25 mm	-	-	100%	75 ÷ 100	77 ÷ 87
3/4"	20 mm	100%	-	75 ÷ 100	-	-
-	15 mm	-	100%	-	60 ÷ 83	-
1/2"	-	80 ÷ 100	-	-	-	-
3/8"	10 mm	70 ÷ 90	75 ÷ 100	45 ÷ 70	50 ÷ 75	40 ÷ 58
n. 4	5 mm	50 ÷ 70	60 ÷ 80	30 ÷ 50	38 ÷ 63	28 ÷ 47
n. 10	2 mm	33 ÷ 47	40 ÷ 60	17 ÷ 32	25 ÷ 50	20 ÷ 35
n. 40	0,4 mm	15 ÷ 25	17 ÷ 35	4 ÷ 15	10 ÷ 30	11 ÷ 20
n. 80	0,18 mm	9 ÷ 18	10 ÷ 25	3 ÷ 9	5 ÷ 20	-
n. 200	0,075 mm	4 ÷ 10	5 ÷ 10	0 ÷ 4	4 ÷ 8	2 ÷ 6

Tab. 1.1.3.3.1 – Fusi granulometrici degli inerti per conglomerato bituminoso: manto di usura, binder, misto bitumato per strato di base [1].

Nel binder la percentuale del filler non oltrepassa il 3 ÷ 6%, mentre nello strato di usura si ricavano valori dell'8 ÷ 10%, il che rende quest'ultimo molto più chiuso, vale a dire con valori molto bassi di porosità (inferiori al 4%).

La percentuale di bitume viene, anche in questo caso, individuata in laboratorio con la prova Marshall⁵. Si suggeriscono i seguenti limiti:

⁵ Per lo studio dei conglomerati bituminosi e per il loro controllo durante e dopo la stesa, oltre la prova Marshall, sono usati molti altri metodi, come la prova Brasiliana, che è prevista dalle norme di diversi Paesi. Recentemente si vanno diffondendo studi e ricerche basate su prove di scorrimento e a fatica, così da definire le proprietà reologiche del materiale. I dati di stabilità Marshall riportati si riferiscono a provini preparati secondo le norme e costipati con settantacinque colpi su ciascuna base, come generalmente si predilige nei capitolati per sovrastrutture aeroportuali.

<u>binder:</u>	stabilità Marshall	900 ÷ 1.100 kg _p (≈ 9 ÷ 11 kN)
	porosità	5 ÷ 7%
<u>manto:</u>	stabilità Marshall	1.200 ÷ 1.400 kg _p (≈ 12 ÷ 14 kN)
	porosità	≤ 4%

In aggiunta alla stabilità Marshall è importante il controllo dello scorrimento: un'elevata deformazione denota una percentuale di bitume eccessiva o un'errata scelta granulometrica (Tab. 1.1.3.3.2).

			Misto bitumato	Binder	Manto
inerti	prova Los Angeles	tipi A e B	< 30	25 ÷ 30	-
		tipi C e D	-	-	≤ 25
	frantumazione		150 ÷ 180	120 ÷ 150	≤ 120
	equivalente in sabbia		30 ÷ 50	≥ 50	≥ 80
bitume	penetrazione a 25 °C		180 ÷ 200	80 ÷ 100	50 ÷ 80
	indice di penetrazione		+ 1 ÷ - 1	+ 1 ÷ - 1	0
conglomerato	stabilità Marshall (75° colpi) in kg		> 700	900 ÷ 1.100	1.200 ÷ 1.400
	porosità (%)		7 ÷ 9	5 ÷ 7	≤ 4
	rigidezza (stabilità/scorrimento)		250 ÷ 400	400 ÷ 500	500 ÷ 700

Tab. 1.1.3.3.2 – Qualità degli inerti, caratteristiche del bitume e di resistenza del conglomerato consigliabili per strati di base e strati superficiali di sovrastrutture flessibili aeroportuali [1].

Vitale rilevanza ha, poi, la natura del filler (calcereo, basaltico, asfaltico ovvero calce idrata, ecc.), per cui è sempre raccomandabile analizzare in anticipo la composizione del conglomerato attraverso una sequenza di prove sperimentali che pongono in evidenza le variazioni della rigidezza (stabilità in kg_p ; scorrimento in mm) e della massa volumica, o del peso di volume, in funzione della percentuale di bitume (Fig. 1.1.3.3)

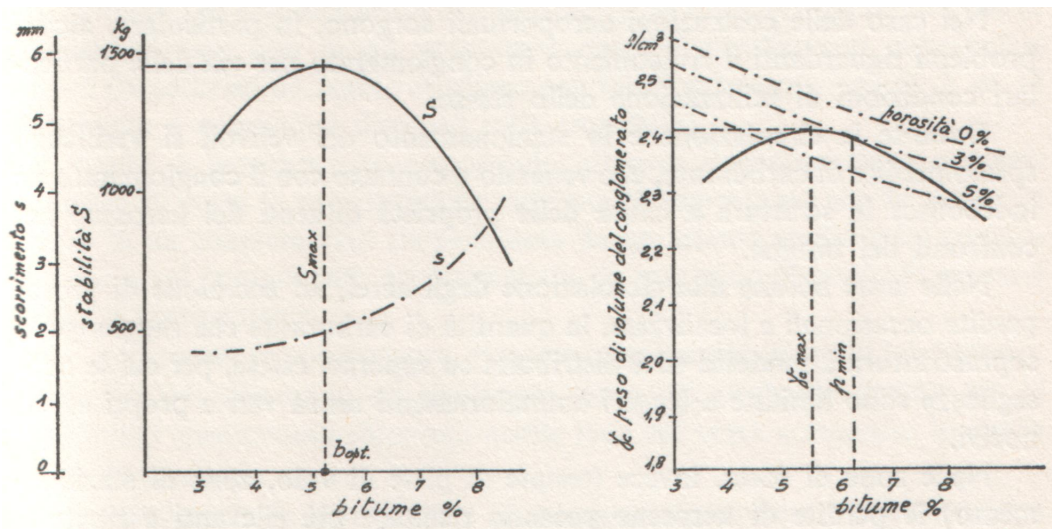


Fig. 1.1.3.3.3 – Studio di un conglomerato bituminoso per mezzo della prova Marshall per la definizione della percentuale ottima di bitume in base alla conoscenza della stabilità massima. Alla curva di stabilità è appropriato legare quella concernente la variazione del peso di volume del conglomerato in funzione della percentuale di bitume e della porosità. Si nota che, in genere, il valore massimo del peso di volume corrisponde, pressappoco, alla percentuale ottima di bitume; il minimo di porosità, per data curva di stabilità, si ha per percentuale di bitume più elevata di quella ottima [1].

Saranno, in seguito, le condizioni d'impiego della pavimentazione, di cui il conglomerato fa parte, a consigliare la migliore composizione, in base ai risultati raggiunti dalle prove di laboratorio, a condizione che queste vengano convenientemente e criticamente interpretate.

1.1.4. Caratteristiche di un conglomerato bituminoso per sovrastrutture flessibili aeroportuali

I più recenti sviluppi della tecnica delle sovrastrutture flessibili aeroportuali sono diretti verso la ricerca del miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei

materiali componenti gli strati superficiali, che sono quelli più sollecitati dal traffico e dall'ambiente.

Nel caso delle costruzioni aeroportuali spuntano, nello specifico, svariate complicazioni concernenti il rivestimento in conglomerato, per via delle particolari condizioni di utilizzo dello stesso. Tuttavia queste diverse problematiche, come le perdite di kerosene, sono irrilevanti ai nostri scopi, giacché tutti i trattamenti superficiali realizzati in funzione della circolazione dei velivoli non saranno fondamentali nel caso di specie, poiché la sovrastruttura sarà interessata dalla movimentazione di camion e altri mezzi d'opera che non causano i problemi appena citati.

Carichi statici o dinamici non ugualmente ripartiti lungo il profilo trasversale della pavimentazione possono indurre deformazioni permanenti per sottodimensionamento della struttura o per via di una non accurata messa in opera dei materiali.

Queste deformazioni si traducono in un'alterazione del profilo trasversale del manto, con effetti non secondari per il comfort di marcia, ma principalmente per la possibilità di ristagni d'acqua che producono il manifestarsi del fenomeno dell'aquaplaning. Questo inconveniente, congiuntamente a quello della perdita della rugosità superficiale a causa di traffico canalizzato e di condizioni ambientali che limitino la resistenza all'usura del conglomerato, rende essenziali provvedimenti manutentivi.

Sull'accettazione della qualità della superficie del manto, i Capitoli per sovrastrutture aeroportuali di solito indicano che la pavimentazione non dovrà esibire rialzi o avvallamenti maggiori di 4 mm (rispetto a un regolo rettilineo con faccia inferiore piana di 3 m di lunghezza e comunque disposto sulla superficie).

Giacché è solitamente impossibile conseguire l'ottimizzazione contemporanea di tutte le caratteristiche richieste, è importante che la messa in opera di un conglomerato sia anticipata da un accorto studio sulla composizione e sui materiali, accompagnato da una serie di controlli prima e dopo il costipamento.

È doveroso, in conseguenza, ricorrere a molteplici prove di laboratorio, i cui risultati assumono un significato tanto più convincente quanto più le condizioni

sperimentali rispecchino quelle reali cui sarà sottoposto lo strato dopo la messa in opera.

Il più delle volte gli studi che si operano riguardano l'individuazione della composizione della miscela e, in fase di controllo, il rispetto delle prescrizioni di Capitolato.

Prove e studi particolari sono richiesti quando sono adottati speciali additivi o miscele, al fine di verificarne il comportamento sotto carico e in diverse condizioni ambientali.

Si rammenta, per terminare, che in un conglomerato bituminoso la determinazione dei parametri caratteristici diventa oltremodo ardua in quanto, trattandosi di materiale a comportamento di tipo visco-elastico, sono decisivi la temperatura, la velocità di applicazione dei carichi e il numero delle ripetizioni.

L'introduzione di questi parametri fra gli elementi da assumere a base del calcolo è stata presa in considerazione solamente da poco; si tratta, in genere, di un'applicazione ancora a carattere sperimentale che è resa possibile solo con metodi di dimensionamento di tipo razionale.

Le ricerche sono orientate verso due distinti metodi d'indagine, il primo dei quali tende a individuare fenomeni di scorrimento viscoso attraverso sollecitazioni a carico costante, mentre il secondo ha lo scopo di evidenziare l'effetto fatica sottoponendo provini del materiale a cicli di carico e scarico con determinata frequenza.

Le sollecitazioni ripetute possono essere di compressione, di trazione o di flessione; lo scopo è di individuare le caratteristiche di risposta in maniera tale da poter definire il comportamento viscoso del materiale. L'individuazione dello sfasamento fra la curva sinusoidale dei carichi e quella di risposta delle deformazioni consente di definire il modulo complesso, il quale è variabile con la temperatura e con la frequenza della sollecitazione ripetuta.

Si osserva, terminando, che il fenomeno della fatica nei conglomerati bituminosi spinge a prendere in considerazione opportune diminuzioni sulle deformazioni ammissibili in funzione del previsto numero di ripetizioni del carico.

1.1.5. Soluzioni particolari per manti flessibili aeroportuali

Non nuovo è l'uso di elastomeri nei conglomerati bituminosi, anche se solamente da poco, dopo molti tentativi ed esperienze, si sono raggiunti risultati tali da difendere il loro impiego su scala industriale⁶.

Il loro elevato costo di produzione ha, difatti, mosso i ricercatori, che in un primo tempo utilizzavano la polvere di gomma vulcanizzata ottenuta dalla macinazione di vecchi pneumatici, a passare dal lattice di gomma naturale a quello sintetico.

Quest'ultimo, a una semplice miscibilità con il bitume e a elevate caratteristiche tecniche, unisce una forte resistenza all'invecchiamento e la possibilità di ottenere conglomerati bituminosi con caratteristiche reologiche migliori di quelle ricavabili con altri additivi.

L'utilizzo di elastomeri consente, ora, di migliorare la rigidezza del conglomerato senza gli inconvenienti di una facile fessurazione, permettendo di ottenere leganti che mostrano una limitata suscettività termica⁷.

Da esperienze eseguite si è avuta riprova che le curve di *creep compliance*⁸ di bitumi additivati con elastomeri esibiscono, rispetto a bitumi normali, una rigidezza più elevata per prolungati tempi di carico.

Simile aumento di rigidezza, sempre rispetto ai bitumi non additivati, si può osservare all'aumentare della temperatura (per corpi visco-elastici gli effetti di un aumento di temperatura sono comparabili a quelli di un aumento del tempo di carico).

L'influenza degli elastomeri additivati al legante si manifesta, perciò, soprattutto per temperature elevate (maggiori di 10 °C) e alle basse frequenze di applicazione del carico e si appalesa con una diminuzione dell'angolo di sfasamento F tra carico e deformazione in prove dinamiche a frequenza costante; poiché la tangente di quest'angolo dà il rapporto tra la componente viscosa e

⁶ Il primo brevetto sull'utilizzazione degli elastomeri risale al 1844 e soltanto nel 1898 si ebbe la prima realizzazione sul piazzale della stazione ferroviaria di Cannes in Francia.

⁷ Si veda anche VAN BEEM E. J., BRASSER P., Bitumes ameliores par l'incorporation de caoutchoucs thermoplastiques, Revue Gen. des Routes et Aerodromes, Aprile 1975

⁸ Creep compliance: deformabilità per scorrimento plastico

quella elastica del modulo complesso, in ultima analisi, con gli elastomeri si rendono migliori le qualità di risposta elastica del legante.

È da considerare che, per basse temperature, l'aumento di rigidità è inferiore e questo rappresenta un vantaggio perché a queste temperature una rigidità eccessiva andrebbe a discapito della resistenza a fatica; la presenza degli elastomeri limita, per di più risolutamente, l'indurimento del bitume e ne diminuisce la fragilità nel tempo. Queste proprietà si riflettono, chiaramente, pure nei conglomerati in cui si utilizzano bitumi additivati con elastomeri.

La fabbricazione dei conglomerati con additivi è simile a quella degli ordinari conglomerati; dentro il miscelatore, immediatamente dopo l'introduzione degli inerti e del bitume, è aggiunto (3 ÷ 4 secondi dopo il bitume) il lattice di gomma polverizzato, misto ad aria, per assicurare una completa dispersione.

Apprezzabili miglioramenti nelle caratteristiche meccaniche e reologiche dei conglomerati bituminosi si possono raggiungere aggiungendo al bitume una certa percentuale di *asfalto naturale Trinidad*⁹; si è accertato, infatti, che, con suddetto conglomerato, si ottengono strati superficiali parecchio resistenti, impermeabili e con elevata antisdruciolevolezza¹⁰.

Il *Trinidad*, composto da più o meno il 60% di bitume e dal 40% di polveri minerali e residui, esibisce una penetrazione a 25 °C molto bassa (dell'ordine di pochi decimillimetri) ed una temperatura di rammollimento sufficientemente elevata (sui 90 °C).

La miscelazione del *Trinidad* con bitume da raffinazione nella preparazione di conglomerati migliora in sostanza il comportamento del legante, esaltandone il modulo di rigidità e riducendone la sua suscettività termica.

Nei confronti del conglomerato si è potuto constatare che l'aggiunta del *Trinidad* interviene, in modo apprezzabile, ad aumentare la stabilità Marshall e la rigidità, anche per valori elevati di temperatura.

⁹ Si ricorda che gli asfalti naturali sono miscele costituite essenzialmente da bitumi naturali e da polveri minerali; il *Trinidad* è estratto dall'omonimo lago dell'isola di Trinidad (Venezuela). Trasportato in raffineria, è depurato dall'acqua libera e da altre impurità ed è posto in commercio o come *Trinidad*-epurè allo stato solido, o come *Trinidad* polvere 50/50, che si ottiene dal precedente dopo macinazione fine e aggiunta di polvere minerale.

¹⁰ Si veda anche DELLA SCALA F., COSTANTINI M., Miglioramento delle caratteristiche dei conglomerati bituminosi con l'impiego di asfalto *Trinidad*, 17° Congresso Nazionale Stradale, Venezia, 1974.

Questi risultati acquisiscono un significato particolare nell'impiego di rivestimenti flessibili in quelle zone che sono sottoposte a sbalzi termici per effetto del gas di scarico dei motori degli aeromobili.

Oltre ciò, le sperimentazioni operate hanno messo in luce che il conglomerato con aggiunta di *Trinidad* accresce la sua resistenza all'azione disgregatrice del carburante¹¹.

Ultimamente è stata riconosciuta la validità dell'impiego di particolari additivi chimici attivanti l'adesione del bitume agli inerti (*dopes di adesività*); tale riconoscimento, dopo anni di sperimentazione, è stato apertamente reso pubblico nell'introduzione nei Capitolati di questi additivi e delle loro regole d'impiego.

Il problema dell'adesione legante-inerte si fa vedere specialmente nell'impiego di aggregati litici di tipo acido o, in generale, di aggregati bagnati per la realizzazione di strati di collegamento e di base, vale a dire nella preparazione d'impasti a bassa percentuale di bitume.

Gli additivi, ormai comodamente rinvenibili sul mercato dell'industria chimica, sono formati da poliammine grasse, in altre parole da ammine che possono essere disperse nel bitume senza cambiarne le caratteristiche di penetrazione.

Gli attivanti di adesione sono disponibili sia sotto forma liquida sia in scaglie solide e il loro utilizzo non richiede particolari tecniche, trattandosi di prodotti che vanno introdotti direttamente, o previo potenziale riscaldamento, nella cisterna del bitume.

La dose varia dallo 0,3 allo 0,5% del peso di bitume; per il controllo dell'azione svolta da questi additivi, generalmente, si dispongono prove comparative di adesione in campioni di legante con additivo e di legante puro su inerti acidi naturali (graniti, quarzi, ...) o artificiali.

I risultati che si ottengono, oltre alla maggiore adesione bitume-aggregato, riguardano anche un certo rallentamento nell'invecchiamento del legante, per via della diminuzione dell'evaporazione nel tempo delle parti volatili, una più grande

¹¹ *L'impiego dell'asfalto Trinidad ha trovato applicazione con risultati soddisfacenti in alcuni aeroporti tedeschi. Prove comparative di espiazione su provini di conglomerati normali e additivati eseguiti presso il Laboratorio dell'Istituto di Costruzioni Stradali dell'Università di Palermo, hanno confermato la maggiore stabilità del prodotto additivato all'azione del kerosene.*

resistenza all'azione corrosiva dei sali impiegati come fondenti della neve e una semplicità di stesa pure in periodi stagionali avversi o in zone a forte umidità.

Terminando s'indica una soluzione al problema dell'antisdrucchiolevolezza, essenziale per le sovrastrutture flessibili aeroportuali, offerta dal *Porous asphalt friction course* (manto bituminoso drenante antisdrucchiolevole) il quale è realizzato partendo da inerti che mostrano una granulometria più aperta, cioè molto lontana da quella di massima densità (Fig. 1.1.5.1).

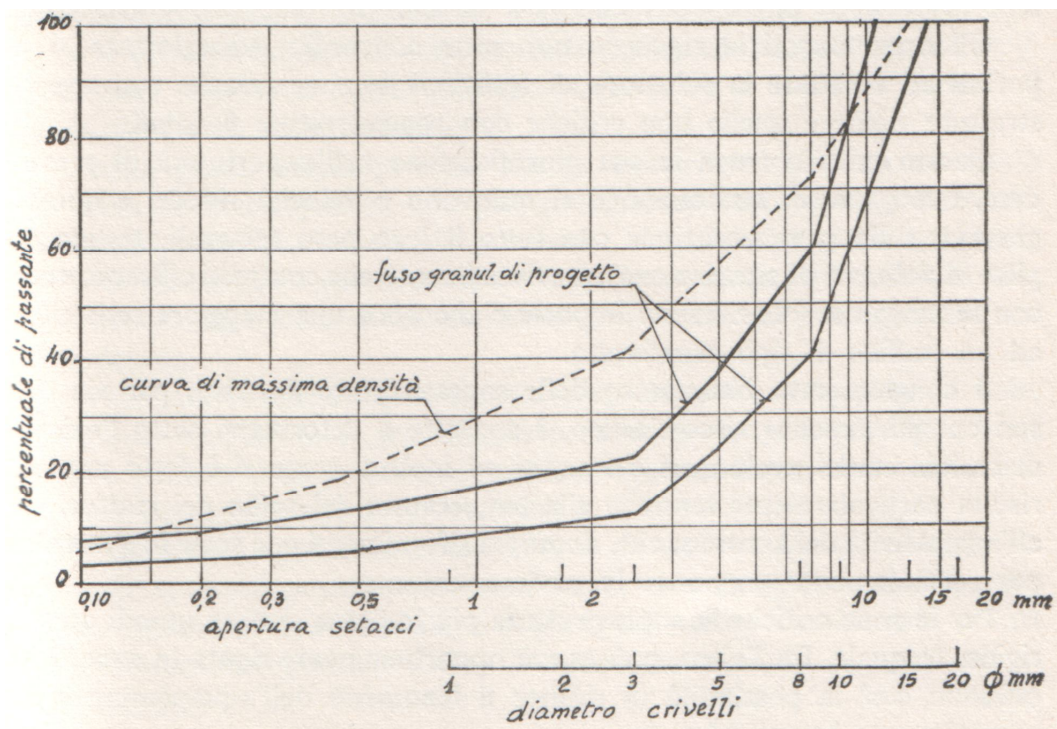


Fig. 1.1.5.1 – Fuso granulometrico degli inerti consigliato per un manto bituminoso antisdrucchiolevole; la curva a tratti denota la soluzione di massima densità per la granulometria con pezzatura massima \varnothing 15 mm (da Industria Italiana Petroli SpA) [1].

In questo modo la maggiore quantità di vuoti residui ($15 \div 20\%$) assegna al prodotto capacità drenanti tali da consentire la risoluzione del problema dell'aquaplaning e, pertanto, di assicurare una permanente agibilità di piste di volo anche alla presenza di forti precipitazioni atmosferiche.

L'acqua superficiale penetra nei pori del manto e scorre fino ai cigli ove è allontanata con le normali opere di scolo.

È in ogni modo chiaro che, per una completa funzionalità di tale soluzione, è indispensabile che il manto drenante sia sorretto da uno strato di collegamento

molto chiuso, che assicuri in ogni caso ottime doti d'impermeabilità, onde evitare infiltrazioni d'acqua nel corpo della struttura.

1.2. La portanza del terreno di sottofondo

1.2.1. Parametri caratterizzanti la portanza

Le capacità di resistenza di un sottofondo sono variabili da un punto a un altro della medesima plaga, dipendono dalla profondità interessata dai carichi e non sono costanti nel tempo in dipendenza delle condizioni ambientali esterne (gelo, pioggia) e delle variazioni di umidità propria¹².

Si rammenta, per di più, che i valori della portanza raggiunti con una prefissata prova sono funzione delle modalità seguite; per tale motivo è importante indicare la possibilità che le prove stesse siano svolte esaminando con grande scrupolo le norme di esecuzione, le quali dovranno essere sempre specificate nella documentazione tecnica, in particolare poi, se a causa di necessità operative si è forzati a modificarle sia pure di poco.

Per il calcolo delle sovrastrutture aeroportuali la portanza del sottofondo è caratterizzata, di solito, con uno dei seguenti indici:

- E modulo di deformazione (in MN/m²)
- CBR *California Bearing Ratio*, valore percentuale
- K modulo di reazione (Westergaard) (in MN/m²)¹³

La presenza di differenti parametri, per altro non sempre agevolmente correlabili fra loro, atti a riprodurre una stessa caratteristica del terreno, deriva dalla difficoltà di poter definire la portanza in modo univoco e, ancora, dall'esigenza di evidenziare, con ciascuno di essi, tipici aspetti del comportamento

¹² Queste variazioni, per esempio, possono avvenire in seguito ad abbassamenti e innalzamenti del livello di falda; gli innalzamenti, talvolta, portano le acque di risalita capillare a interessare, più o meno direttamente, la fascia di sottofondo su cui i carichi agiscono.

¹³ Applicando il Sistema Internazionale di unità (SI, secondo CNR-UNI 10003-74), la forza è misurata in newton (N) (forza che imprime a un corpo con massa di 1 kg l'accelerazione di 1 m/s²), per cui 1 kg (peso) = 9,81 N; la pressione in tali unità è misurata in N/m² e risulta:

$$1 \text{ kg (peso)/cm}^2 = 9,81 \times 10^4 \text{ N/m}^2 = 0,0981 \text{ MN/m}^2$$

sotto carico, anche a proposito del modello assunto per il terreno nel calcolo della sovrastruttura.

Bisogna, oltre a ciò, capire che la portanza, anche se riferita ad uno solo dei suddetti indici, è sempre considerevolmente influenzata, oltre che dalle modalità di esecuzione della prova, dalla ripetibilità della misura.

Non si deve ritenere, perciò, che la definizione della capacità di un terreno a sopportare dei carichi possa trovare una semplice ed esaustiva soluzione; pur tuttavia i parametri sopra ricordati, se correttamente interpretati, ne possono dare una rappresentazione abbastanza aderente alla realtà.

1.2.1.1. Indice CBR

La prova CBR per la definizione della portanza di un terreno consta in una prova di penetrazione realizzata, secondo modalità normalizzate (AASHTO T-193), per mezzo di apposito pistone agente su campioni del terreno stesso, convenientemente predisposti entro fustelle cilindriche, e nel confronto delle pressioni ottenute per un prestabilito cedimento con le analoghe ricavate in un terreno campione; il metodo ha assunto elevata rilevanza sia per la relativa facilità di esecuzione sia perché permette di dimensionare facilmente la sovrastruttura attraverso appositi diagrammi ottenuti da molteplici controlli sperimentali.

L'indice CBR può essere conseguito:

- con prova di laboratorio su campioni del terreno contenuti in particolari fustelle costipati alla densità massima e all'umidità ottima della prova AASHTO mod. È questo il metodo di solito più seguito, anche se il risultato riflette il comportamento di un terreno che si trova in determinate condizioni di peso secco dell'unità di volume (massa volumica apparente);
- con prova di laboratorio, a saturazione, cioè previa permanenza in acqua per quattro giorni del provino già costipato secondo le modalità di cui al punto precedente. In questo modo s'intende tener conto della variazione che subisce la portanza per effetto d'imbibizioni d'acqua; per terreni granulari, che risentono poco di suddetto effetto, non si ottengono apprezzabili

diversità rispetto al primo metodo, mentre i risultati sono parecchio differenti per terreni plastici¹⁴;

- con prova di laboratorio, costipando il provino alla densità e con l'umidità rilevate in sito. Si ottiene in tal modo un indice che consente un più giusto dimensionamento della sovrastruttura, giacché basato su condizioni del sottofondo che, in modo migliore, riflettono quelle vere;
- su provini indisturbati, asportati con particolare attenzione dal terreno, i quali dovrebbero, perciò, dare risultati paragonabili a quelli raggiunti operando con il metodo precedente. La prova, tuttavia, perde la facilità e velocità che la contraddistingue, al di là di essere sensibilmente condizionata dalle modalità di prelievo del campione;
- in sito, con penetrazione dell'ago normalizzato direttamente nel terreno, senza, pertanto, ricorrere al confezionamento di provini.

Per la diversità dei modi di esecuzione, trattandosi di una prova del tutto convenzionale, i risultati possono essere diversi fra loro, per cui è indispensabile sempre indicare il criterio seguito e, in conformità a questo, correttamente interpretare l'indice ottenuto¹⁵.

Molti autori suggeriscono di riferirsi alla prova operata in laboratorio ripristinando le medesime condizioni che si raffrontano in sito. In fase di progetto, essendo difficoltoso immaginare quali potranno essere tali circostanze, ci si può riferire alla densità (massa volumica apparente) minima stabilita per il sottofondo dopo costipamento.

A questo scopo è appropriato compiere le prove CBR a diversi valori di umidità (con energia di costipamento costante corrispondente alla prova

¹⁴ *In terreni argillosi A₇ (classificazione HRB), per esempio, si sono rilevati indici CBR all'umidità ottima pari al 25 ÷ 50%, che si sono ridotti al 2 ÷ 3% nella prova a saturazione. Variazioni così sensibili dell'indice di portanza fra una prova normale e una a saturazione consigliano di accettare, prima di stabilire il tipo di prova, le condizioni del sottofondo e di verificare o meno la possibilità di risalita di acqua per capillarità tale che possa interessare il piano di posa della sovrastruttura.*

¹⁵ *Si precisa ancora che, per la struttura stessa della prova e per il significato dei risultati da essa ottenuti, l'indice CBR serve a caratterizzare la qualità di un materiale e, quindi, di uno strato, non certamente quella di un sistema a più strati o di un sottofondo non omogeneo. In questi ultimi casi l'unico criterio per valutare correttamente la portanza è di ricorrere a prove dirette, cioè a prove con piastra, nelle quali sono interessate profondità dalla superficie libera tanto più estese quanto maggiore è l'area di carico (l'ago del CBR non è che una piastra rigida di piccole dimensioni)*

AASHTO Mod.) e correlare la curva *CBR-umidità* (CBR, w) con quella *massa volumica-umidità* (g_s, w) (Fig. 1.2.1.1.1)¹⁶.

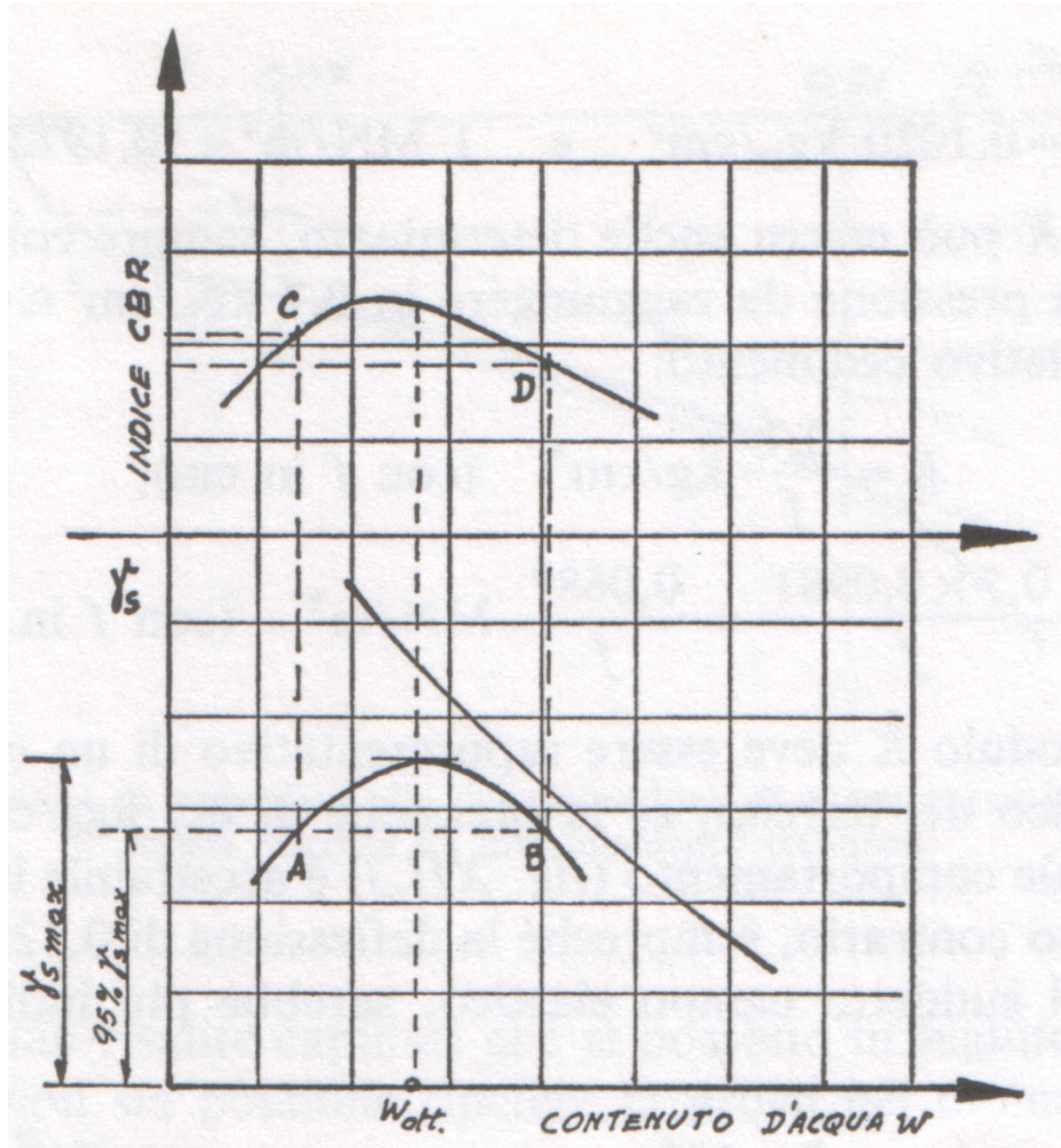


Fig. 1.2.1.1.1 – Variazione dell'indice CBR con la percentuale d'acqua d'impasto e correlazione con la curva di costipamento (g_s, w) [3].

¹⁶ Per uno studio della variazione dell'indice CBR in funzione della massa volumica (g_s), il Peltier consiglia di eseguire, oltre a quella normalizzata, altre due prove, compattando il campione con venticinque e con dieci colpi per strato, mantenendo sempre costante il tenore d'acqua ottima ricavata dalla prova di costipamento AASHTO Mod. Questo modo di procedere si deve ritenere analogo a quello proposto; infatti, entrambi i metodi tendono a stabilire l'indice CBR del sottofondo in relazione al valore del peso secco dell'unità di volume (g_s) che ha il terreno in sito. Si veda anche PELTIER R., Considerations geotechnique sur la portance des sols routieres, Revue Generale des Routes et des Aerodromes, Maggio 1954.

1.2.1.2. Classificazione FAA

Questa classificazione dei terreni considera tredici gruppi (da E₁ a E₁₃, Tab. 1.2.1.2.1) in funzione della granulometria e della suscettività all'acqua. È stata adottata dalla FAA fino al 1978 allo scopo di fornire un indice di portanza, diverso per pavimentazioni rigide (da R_a a R_e) e per pavimentazioni flessibili (da F_a, F₁ a F₁₀), in base al quale si entrava in particolari nomogrammi di dimensionamento.

GRUPPO	trattenuto al 10 ASTM		passante al setaccio n. 10 ASTM			limite di liquidità	indice di plasticità	CLASSE			
	%	trattenuto al n. 60 ASTM	passante al n. 60 e trattenuto al 270	passante al n. 270 ASTM	buon drenaggio			cattivo drenaggio			
					assenza di gelo	fortegelo	assenza di gelo	fortegelo			
									LL	IP	
E₁	0 ÷ 45	> 40	< 60	< 15	< 25	< 6	F _a R _a	F _a R _a	F _a R _a	F _a R _a	
E₂	0 ÷ 45	> 15	< 85	< 25	< 25	< 6	F _a R _a	F _a R _a	F ₁ R _a	F ₂ R _a	
E₃	0 ÷ 45	-	-	< 25	< 25	< 6	F ₁ R _a	F ₁ R _a	F ₂ R _a	F ₂ R _a	
E₄	0 ÷ 45	-	-	< 35	< 35	< 10	F ₁ R _a	F ₁ R _a	F ₂ R _b	F ₃ R _b	
E₅	0 ÷ 45	-	-	< 45	< 40	< 15	F ₁ R _a	F ₂ R _b	F ₃ R _b	F ₄ R _b	
E₆	0 ÷ 55	-	-	> 45	< 40	< 10	F ₂ R _b	F ₃ R _b	F ₄ R _b	F ₅ R _c	
E₇	0 ÷ 55	-	-	> 45	< 50	10 ÷ 30	F ₃ R _b	F ₄ R _b	F ₅ R _b	F ₆ R _c	
E₈	0 ÷ 55	-	-	> 45	< 60	15 ÷ 40	F ₄ R _b	F ₅ R _c	F ₆ R _c	F ₇ R _d	
E₉	0 ÷ 55	-	-	> 45	> 40	< 30	F ₅ R _c	F ₆ R _c	F ₇ R _c	F ₈ R _d	
E₁₀	0 ÷ 55	-	-	> 45	< 70	20 ÷ 50	F ₅ R _c	F ₆ R _c	F ₇ R _c	F ₈ R _d	
E₁₁	0 ÷ 55	-	-	> 45	< 80	> 30	F ₆ R _d	F ₇ R _d	F ₈ R _d	F ₉ R _e	
E₁₂	0 ÷ 55	-	-	> 45	> 80	-	F ₇ R _d	F ₈ R _e	F ₉ R _e	F ₁₀ R _e	
E₁₃	-	-	-	-	-	-	- -	- -	- -	- -	

Tab. 1.2.1.2.2 – Classificazione dei terreni secondo la FAA e definizione delle classi per pavimentazioni flessibili (le classi denotate con F si riferiscono al dimensionamento di sovrastrutture flessibili, quelle con R alle sovrastrutture rigide) [1].

Con l'analisi granulometrica operata sul passante al n. 10 ASTM, s'individuano le tre frazioni: passante al n. 10 e trattenuto al n. 60, passante al n. 60 e trattenuto al n. 270 e passante al n. 270.

I terreni aventi una percentuale di limo e argilla (passante al n. 270) inferiore al 45% sono valutati come granulari e classificati con i gruppi da E₁ a E₅. Il gruppo E₁₃ è formato da terreni torbosi, per nulla idonei per sottofondi di sovrastrutture aeroportuali.

Secondo questa classificazione, i terreni considerati devono avere la frazione trattenuta al setaccio 10 ASTM compresa, in ogni caso, fra 0 e 55%; e precisamente fra 0 e 45% i terreni dei gruppi da E₁ ad E₅ e fra 0 e 55% i terreni dei gruppi da E₆ ad E₁₂.

Certi terreni fini, in base alle sole indicazioni della Tab. 1.2.1.2.1, potrebbero essere classificati in gruppi differenti; per ovviare a questa contraddizione la FAA fornisce un nomogramma (Fig. 1.2.1.2.2) con il quale è possibile togliere l'indeterminazione.

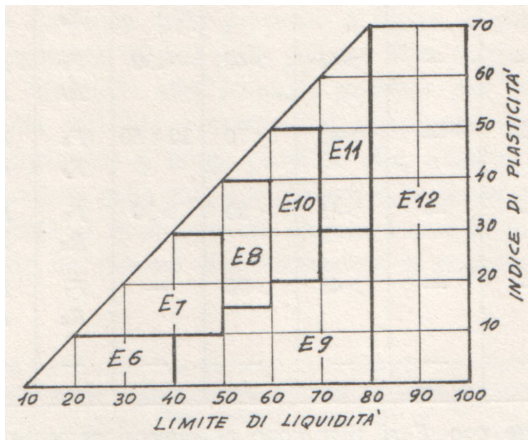


Fig. 1.2.1.2.2 – Nomogramma per la classificazione dei terreni di sottofondo secondo la FAA [1].

Nella Tab. 1.2.1.2.1, inoltre, i terreni di sottofondo sono suddivisi in due classi, in funzione delle probabilità o meno di realizzare un buon drenaggio.

In ciascuna delle due classi, infine, i terreni sono ulteriormente suddivisi in due sottoclassi, in relazione alla presenza o meno di gelo (profondità del gelo superiore o inferiore allo spessore della

s sovrastruttura).

Il nuovo criterio di dimensionamento delle pavimentazioni flessibili aeroportuali proposto dalla FAA è basato sull'indice CBR.

1.2.1.3. Sistema unificato (FAA)

Limitatamente alla classifica dei terreni di sottofondo la FAA consiglia l'applicazione del metodo ASTM D-2487, detto generalmente sistema unificato.

La suddivisione iniziale contraddistingue, al solito, i terreni a grana grossa da quelli a grana fine in ragione della frazione trattenuta al setaccio n. 200 ASTM (0,074 mm) e, ancora, da quelli a elevato contenuto di sostanze organiche (Tab. 1.2.1.3.1).

Suddivisione principale			Gruppi
TERRENI A GRANA GROSSA Frazione trattenuta al setaccio n. 200 ASTM > 50%	Ghiaie con materiale grosso trattenuto al setaccio n. 4 ASTM \geq 50%	Ghiaia pulita	GW
			GP
		Ghiaia con materiale fine	GM
			GC
	Sabbie con materiale grosso trattenuto al setaccio n. 4 ASTM < 50%	Sabbia pulita	SW
			SP
Sabbia con materiale fine		SM	
TERRENI A GRANA FINE Frazione trattenuta al setaccio n. 200 ASTM \leq 50%	Limi e argille Limite di liquidità: LL \leq 50%	ML	
		CL	
		OL	
	Limi e argille Limite di liquidità: LL > 50%	MH	
		CH	
		OH	
TERRENI TORBOSI E CON ALTO CONTENUTO DI SOSTANZE ORGANICHE			PT

Tab. 1.2.1.3.1 – Classificazione dei terreni di sottofondo per pavimentazioni aeroportuali [3].

A tale suddivisione principale segue un'altra ripartizione in quindici gruppi:

GW (*well graded gravel*) ghiaia granulometricamente bene assortita e ghiaia sabbiosa con frazione di fine assente o scarsa;

GP (*poorly graded gravel*) ghiaia poco assortita e ghiaia sabbiosa con frazione di fine scarsa o assente;

GM	(<i>silty gravel</i>)	ghiaia limosa o ghiaia sabbiosa con certa percentuale di limo;
GC	(<i>clayey gravel</i>)	ghiaia argillosa o ghiaia sabbiosa con parte di argilla;
SW	(<i>well graded sand</i>)	sabbia granulometricamente assortita e sabbia ghiaiosa con frazione di fine assente o scarsa;
SP	(<i>poorly graded sand</i>)	sabbia poco assortita e sabbia ghiaiosa con frazione di fine assente o scarsa;
SM	(<i>silty sand</i>)	sabbia limosa, sabbia con certa percentuale di limo;
SC	(<i>clayey sand</i>)	sabbia argillosa, sabbia con certa percentuale di argilla
ML	(<i>inorganic silt</i>)	limo privo di sostanze organiche, sabbia molto fine, sabbia fine limosa o argillosa;
CL	(<i>inorganic clay</i>)	argilla magra priva di sostanze organiche con bassa o media plasticità, argilla ghiaiosa o argilla limosa;
OL	(<i>organic silt</i>)	limo organico e argilla limosa di bassa plasticità contenente sostanze organiche;
MH	(<i>inorganic silt</i>)	limo privo di sostanze organiche, sabbia fine o limo contenente mica e sostanze fossili, limo plastico;
CH	(<i>inorganic clay</i>)	argilla priva di sostanze organiche altamente plastica e molto grassa;
OH	(<i>organic clay</i>)	argilla di media e alta plasticità contenente sostanze organiche;
PT	(<i>peat</i>)	terreni torbosi, fangosi, ricchi di humus e di sostanze organiche;

L'identificazione del gruppo ha luogo con i criteri proposti dalla Tab. 1.2.1.3.1, tenendo anche conto della carta di plasticità riportata in Fig. 1.2.1.3.2.

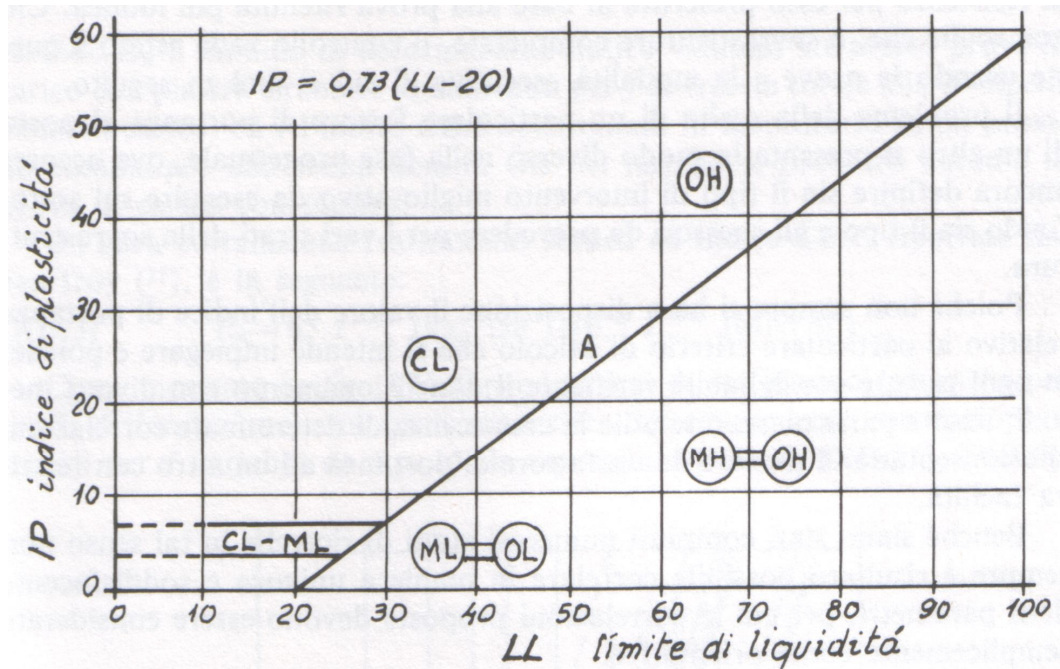


Fig. 1.2.1.3.2 – Carta di plasticità per la classificazione dei terreni a grana fine o per la frazione fine dei terreni a grana grossa [3].

1.2.2. Portanza minima desiderabile sul piano di posa della sovrastruttura

Uno dei fattori importanti nel dimensionamento delle sovrastrutture aeroportuali è raffigurato dal valore della portanza del terreno di sottofondo.

Lo spessore della sovrastruttura sarà tanto più grande quanto minore si presenta la capacità portante del terreno di sottofondo; ciò nonostante, è opportuno che questa non scenda di là da un prefissato valore limite. Questo criterio è suggerito da diverse considerazioni:

- è bene evitare bruschi salti di qualità fra materiale componente la fondazione e terreno di sottofondo, così come per qualunque altro strato rispetto a quello sovrastante o sottostante. Il Biroulia asserisce che quanto più la diminuzione dei moduli di deformazione dei singoli strati (dall'alto verso il basso) è omogenea tanto più è graduale l'indebolimento delle sollecitazioni con la profondità e questo assicura un'effettiva resistenza di tutti gli elementi della sovrastruttura;

- a limitata capacità portante corrispondono, spesso, terreni le cui caratteristiche sono molto variabili con le condizioni ambientali e che rappresentano, quindi, piani di appoggio poco sicuri;
- da differenti esperienze deriva che a bassi valori dell'indice di portanza corrisponde, in generale, una difficoltosa interpretazione ed un minore grado di attendibilità dei risultati delle prove realizzate; questa cosa renderebbe meno convincente il dimensionamento ricavato dal valore di portanza ottenuto;
- i vari criteri di dimensionamento fondati sui metodi cosiddetti razionali valutano il terreno di sottofondo come un solido elastico, omogeneo, isotropo e semi-indefinito, concetti tanto più lontani dalla realtà quanto minori sono le capacità di resistenza del terreno medesimo.

In conformità a suddette considerazioni, da più parti si è avvertito il bisogno di fissare un valore limite di portanza per il terreno di sottofondo, ricorrendo, quando siffatto valore non sia raggiunto, a interventi migliorativi prima di stendere lo strato di fondazione della pavimentazione.

Gli accorgimenti da adottare per risolvere una tale impostazione, com'è da aspettarsi, saranno differenti e dovranno essere scelti riguardo alla situazione dei luoghi e alle caratteristiche dell'ammasso.

In alcune circostanze può essere sufficiente l'asportazione dello strato non idoneo, poiché torboso o molto cedevole, e la sostituzione con materiale di apporto granulare, sempreché si tratti di spessori non eccessivi (qualche metro); ovvero, laddove possibile, potrà operarsi il trattamento dello strato, specie se si tratta di argille ad elevato indice di plasticità, con calce idrata; in altri casi si dovranno utilizzare sistemi più impegnativi.

L'indirizzo, in ogni modo, è quello di raggiungere sul piano di posa della sovrastruttura degli indici di portanza non inferiori ai seguenti valori:

- modulo di deformazione $E \geq 30 \text{ MN/m}^2$
- modulo di reazione $K_0 \geq 50 \text{ MN/m}^2$
- indice CBR $I \geq 10$ (in prova di laboratorio al grado di addensamento del terreno in sito)

Per quanto riguarda la portanza da assumere ai fini dell'utilizzazione dei nomogrammi proposti dalla FAA, è necessario definire la classe del sottofondo in base al gruppo di appartenenza del terreno.

1.3. La portanza della sovrastruttura

1.3.1. Generalità sulle prove e modalità esecutive

Mentre la portanza del terreno di sottofondo raffigura un elemento sostanziale per procedere al dimensionamento della sovrastruttura, l'esigenza della misura della capacità portante di quest'ultima deriva dalla necessità di avere criteri di controllo atti a valutare la buona esecuzione dell'opera e a verificarne la predisposizione a subire specificate sollecitazioni.

A tal fine si fanno prove di carico con piastra scegliendo modalità solitamente differenti a seconda che si tratti di pavimentazioni rigide o flessibili, e questo affinché si possa mettere in relazione il risultato delle prove a un'ideale definizione di portanza, che sia pertinente alle effettive condizioni di resistenza della sovrastruttura.

L'urgenza di conoscere la capacità portante si appalesa per di più allorché, in fase di esercizio, si volesse controllare fino a quale punto è legittimo abilitare piste e piazzali al movimento di aerei le cui gambe di forza trasmettono alla pavimentazione sollecitazioni differenti da quelle accettate in fase di dimensionamento.

Per pavimentazioni flessibili si prediligono prove di carico a cicli ripetuti, essendo la resistenza di queste sovrastrutture influenzata, in misura non marginale, dal numero delle ripetizioni del carico.

Giacché il carico limite è funzione dell'area di contatto, si presenta ancora il problema della scelta delle dimensioni della piastra.

A tal proposito sono stati particolarmente interessanti alcuni studi sperimentali che hanno condotto al riconoscimento di un rapporto fra carico essenziale a generare la rottura di una pavimentazione e area di contatto attraverso la quale è applicato il carico.

Riportando in un diagramma avente per ascisse l'area A della piastra utilizzata e per ordinate il carico di rottura Q (Fig. 1.3.1.1), i risultati di prove realizzate con piastre di disuguali dimensioni, si conseguono delle curve $Q(A)$, ognuna delle quali rappresenta il modo di reagire della sovrastruttura cui si riferisce a carichi trasmessi attraverso diverse aree di contatto; le rette uscenti dall'origine danno, per pressioni variabili da 3 a 8 kg/cm^2 , la relazione fra area d'impronta e carico applicato $\left(Q = A \times p = \frac{\pi d^2}{4} p\right)$.

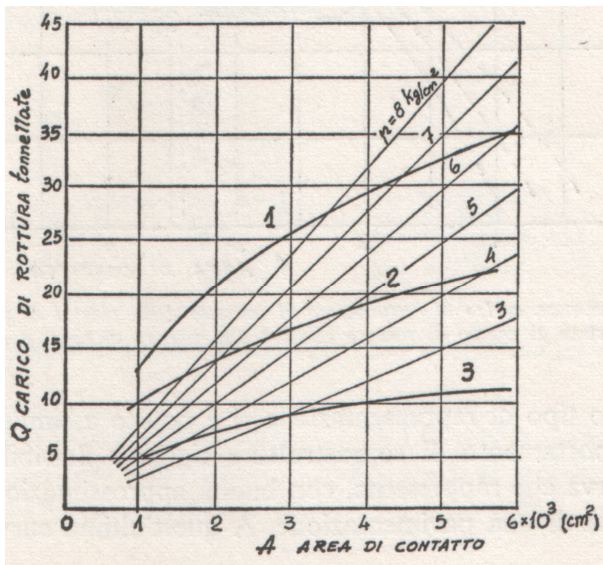


Fig. 1.3.1.1 – Variazione del carico di rottura in funzione dell'area di contatto della piastra di prova. Le curve 1, 2 e 3 si riferiscono a tre diverse pavimentazioni [1].

La concavità verso l'asse delle ascisse di queste curve mostra come la pressione che causa la rottura diminuisce all'aumentare delle dimensioni della piastra.

Si annota agevolmente che la sovrastruttura cui si riferisce la curva 1 ha una portanza più grande rispetto alle altre due (curve 2 e 3), in quanto, a parità di area di contatto, mostra un carico di rottura più elevato.

Nel diagramma di Fig. 1.3.1.2 sono riportate le curve ottenute secondo molteplici risultati di prove svolte in vari aeroporti e riferentisi a pavimentazioni rigide e flessibili: in ascisse sono indicate le aree di contatto e in ordinate i carichi di rottura espressi come percentuale di quello necessario per produrre la rottura della pavimentazione con un'area di contatto di 3420 cm^2 ; l'ordinata che si riferisce all'ascissa 3420 cm^2 risulta, difatti, pari al 100%.

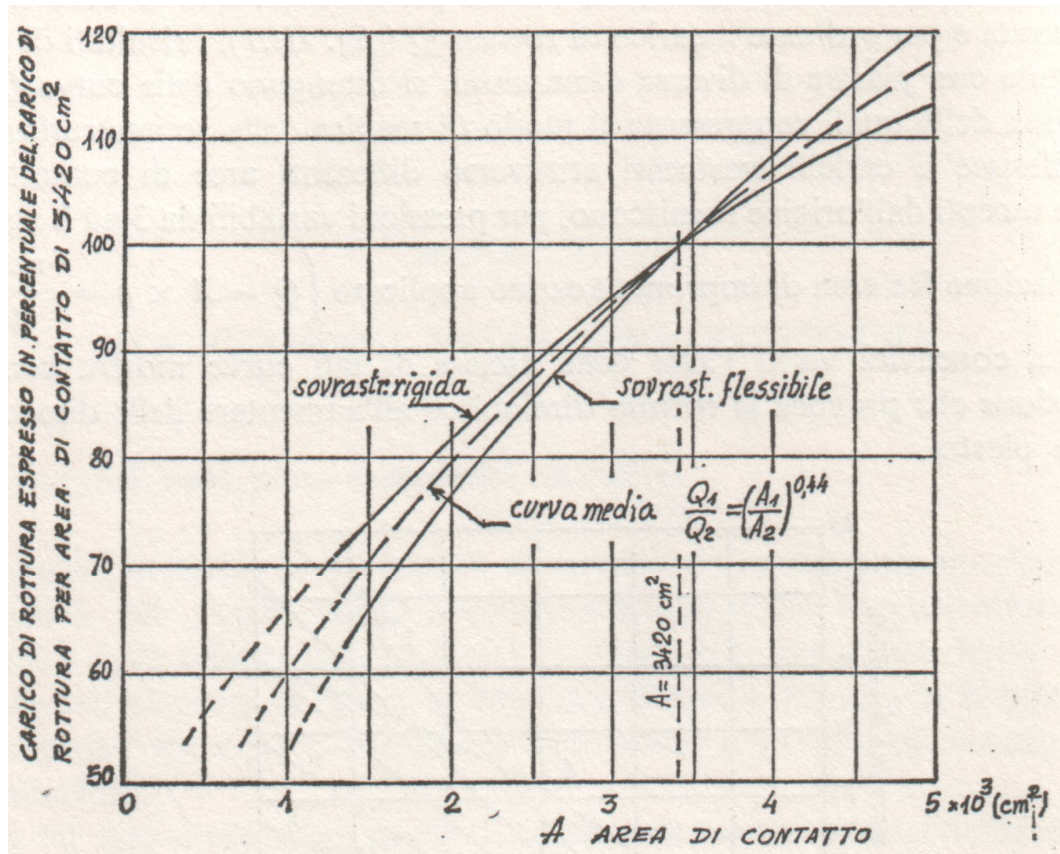


Fig. 1.3.1.2 – Diagramma carico di rottura-area di contatto della piastra di prova. Le ordinate sono rapportate al carico di rottura concernente la piastra di area $A = 3420 \text{ cm}^2$ [1].

Con tale modello di rappresentazione si è potuto assimilare in due sole curve il comportamento di sovrastrutture rigide e flessibili; si è per di più segnalata la curva che riproduce, con buona approssimazione, la capacità portante media di una pavimentazione. A quest'ultima corrisponde l'equazione:

$$[1.1] \quad \frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^a$$

dove Q_1 e Q_2 sono i carichi di rottura relativi rispettivamente a due aree di contatto A_1 e A_2 e a un coefficiente spesso assunto pari a $0,44^{17}$.

Gli studi e le esperienze sulla validità della [1.1] confermano che il suo campo di applicazione deve ritenersi completamente accettabile per valori di aree di contatto comprese fra 1.300 e 4.500 cm^2 .

¹⁷ Alcuni autori suggeriscono per a il valore di $0,27$. Le esperienze in base alle quali è stata proposta la [1.1] si riferiscono al periodo 1960-65; non ci risulta che essa sia stata verificata recentemente sulle moderne sovrastrutture degli aeroporti.

D'altra parte l'utilità di questa relazione è apprezzabile se si pensa che essa autorizzi, per mezzo della determinazione di una sola coppia di valori (A , Q) (ottenibile empiricamente con una sola prova di carico con piastra di area A), a rilevare il comportamento della pavimentazione pure quando quest'ultima è sollecitata con carichi trasmessi attraverso aree di contatto differenti da quella usata nella prova.

Per aeroporti civili le norme ICAO deliberano l'impiego della piastra da 45,7 cm (18 pollici) di diametro, avente cioè un'area di 1640 cm² (254 pollici quadrati).

La piastra di acciaio, convenientemente irrigidita (Fig. 1.3.1.3), è collocata sulla pavimentazione tramite un sottile strato di sabbia per assicurare un'uniforme distribuzione delle pressioni; su di essa si pone il martinetto fino a contrasto con una sufficiente reazione.

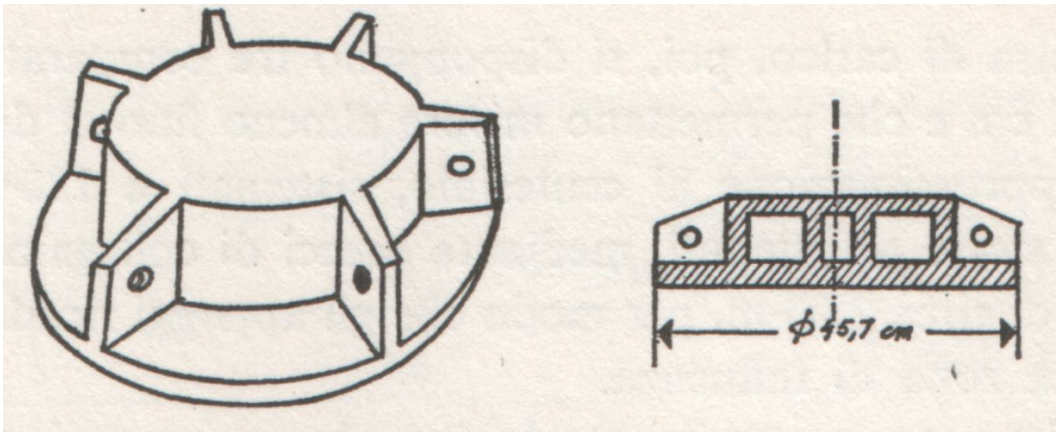


Fig. 1.3.1.3 – Piastra di acciaio rinforzata per prove di carico su piste e piazzali [1].

A tal fine si utilizza un carrellone, i cui assi abbiano passo abbastanza grande (Fig. 1.3.1.4), zavorrato in modo che il peso complessivo sia maggiore del 30 ÷ 40% rispetto al carico massimo ipotizzabile.

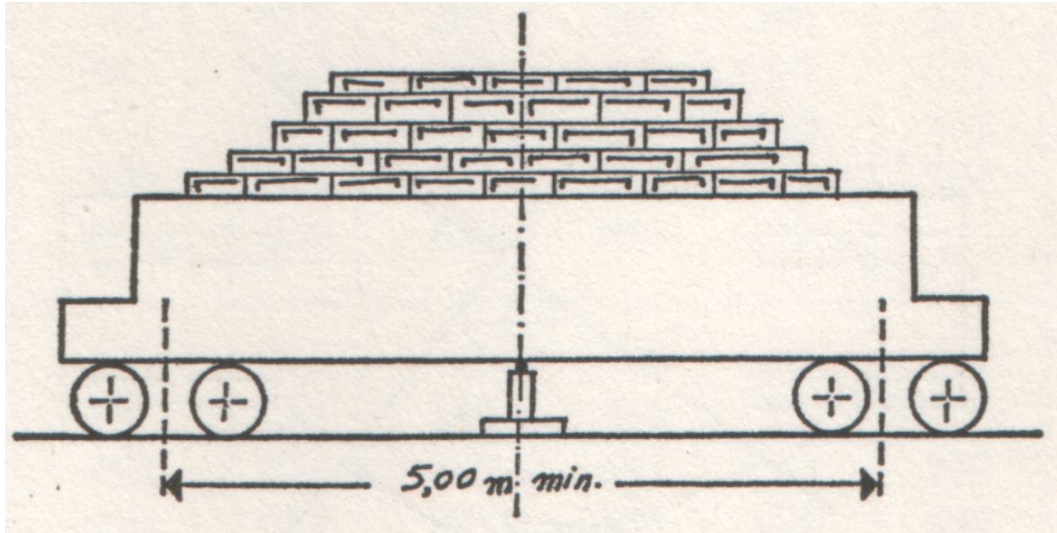


Fig. 1.3.1.4 – Rappresentazione schematica di un cartellone adoperato come contrasto nelle prove di carico [1].

In corrispondenza del contrasto fra martinetto e cartellone è opportuno inserire un nodo sferico (Fig. 1.3.1.5).

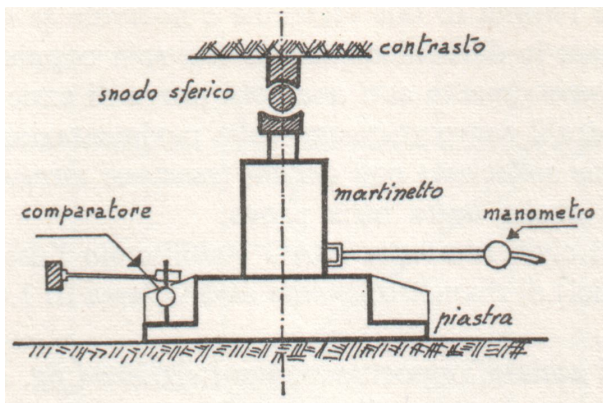


Fig. 1.3.1.5 – Schema della disposizione dell'apparato per la trasmissione del carico e per le misure dei cedimenti nelle prove con piastra [1].

Sulla piastra di carico, dopo, si sistemano tre comparatori, con corsa superiore a 2 cm e che permettano misure almeno fino al decimo di millimetro, con approssimazione al centesimo, sistemati a 120° alla periferia della piastra stessa e sostenuti, attraverso bracci di collegamento, da barre di

collegamento, da barre di lunghezza di circa 2,00 m, di modo che gli appoggi ricadano al di fuori della probabile zona d'influenza.

Nella Tab. 1.3.1.6 è riportato il tipo di tabellazione che si può vantaggiosamente usare per la prova di carico in pavimentazione flessibile; con f_1 , f_2 , f_3 sono segnalati i valori dei cedimenti, in centesimi di mm, letti ai tre comparatori e con f_m il loro valor medio.

Pressione kg/cm ²	Ciclo	Ripetizioni	Cedimenti (¹ /100 mm)							
			Totali				Residui (plastici)			
			f_1	f_2	f_3	f_m	f_1	f_2	f_3	f_m
$S_{1max} = 15,50$	I	1	249	251	250	250	123	128	124	125
		2	290	293	293	292	145	149	147	147
		3	313	316	316	315	153	159	156	156
		4	330	334	335	333	180	185	184	183
		5	350	353	353	352				-
$S_{2max} = 21,90$	II	1	497	502	501	500	307	311	310	309
		2	543	547	545	545	327	331	330	329
		3	573	577	575	575	352	357	356	355
		4	600	605	601	602	380	385	384	383
		5	625	630	629	628				-
$S_{3max} = 28,20$	III	1	750	751	749	750	501	505	503	503
		2	837	840	840	839	550	556	550	552
		3	892	894	893	893	591	597	595	594
		4	950	953	950	951	638	647	641	642
		5	1.029	1.032	1.029	1.031				-

Tab. 1.3.1.6 – Prova di carico su pavimentazione flessibile. Rilevamento delle misure ai comparatori in funzione delle pressioni massime raggiunte nei vari cicli [1].

1.3.2. Le prove di carico su pavimentazioni flessibili

Per la valutazione della portanza, nel caso di pavimentazioni flessibili, si operano prove di carico con piastra a cicli ripetuti.

Le modalità di esecuzione delle prove sono simili a quelle dell'HRB (Fig. 1.3.2.1); il valore della pressione massima S_{1max} da raggiungere nella prima serie di quattro cicli è quello che alla prima applicazione individua una freccia di 2,5 mm (0,1"). Le pressioni massime S_{1max} da raggiungere in ognuna delle successive serie di ripetizioni sono quelle che, alla prima applicazione della relativa serie, fanno ottenere frecce totali rispettivamente di $5 \div 7,5 \div 10 \div 12,5$ mm.

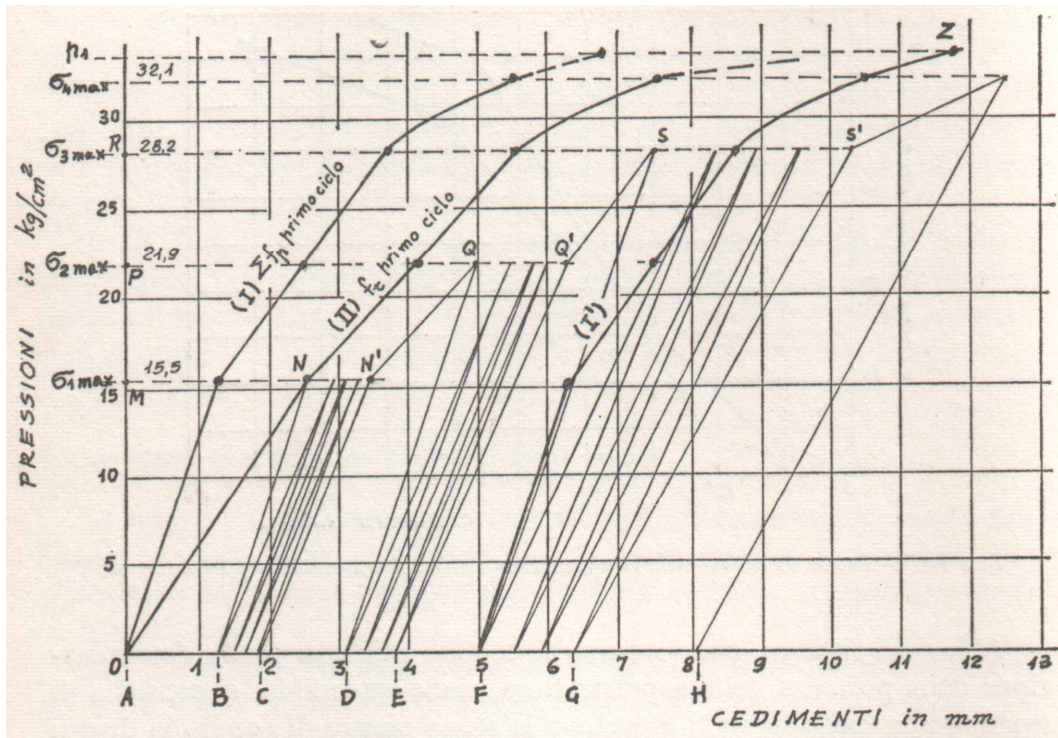


Fig. 1.3.2.1 - Prova di carico a cicli ripetuti su pavimentazione flessibile: diagramma pressioni-cedimenti [1].

Accolta la proporzionalità tra deformazioni e logaritmo del numero delle ripetizioni, per data pressione massima raggiunta (legge di McLeod), è possibile l'estrapolazione dei risultati a 10, 100, 1.000, 10.000 cicli (Fig. 1.3.2.2 e Fig. 1.3.2.3).

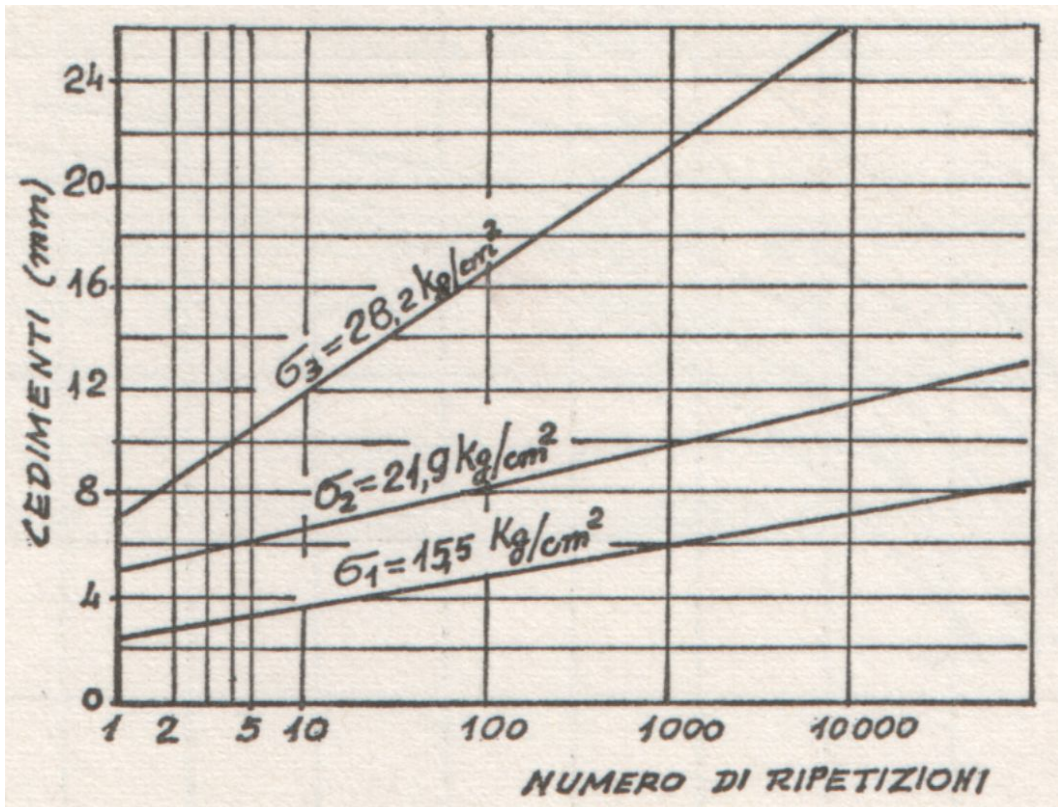


Fig. 1.3.2.2 – Prova di carico a cicli ripetuti su pavimentazione flessibile. Diagramma cedimenti-logaritmo del numero di ripetizioni del carico. Estrapolazione delle misure effettuate durante la prova a 10, 100, 1.000, 10.000 ripetizioni [1].

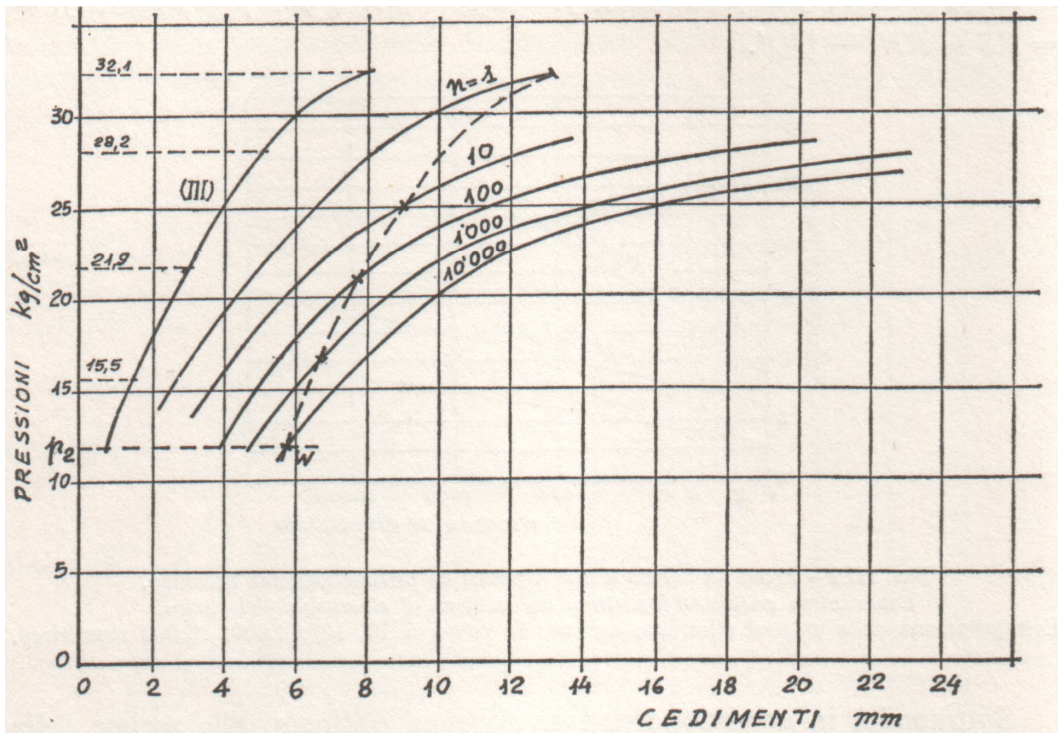


Fig. 1.3.2.3 – Prova di carico a cicli ripetuti su pavimentazione flessibile. Diagramma pressioni-cedimenti per dato numero di ripetizioni del carico [1].

Come indicato in Fig. 1.3.2.1, sommando le frecce plastiche al primo ciclo di ogni serie (segmenti \overline{AB} , \overline{CD} , \overline{EF} , \overline{GH}), si ottiene la curva I che riproduce gli assestamenti plastici iniziali: per $p = S_{1\max}$ si ha $f_p = \overline{AB}$; per $p = S_{2\max}$, $f_p = \overline{AB} + \overline{CD}$; per $p = S_{3\max}$, $f_p = \overline{AB} + \overline{CD} + \overline{EF}$ e così via.

La curva II, al contrario, raffigura le deformazioni totali, limitatamente sempre al primo ciclo di ciascuna serie, nella quale, quindi, non si è tenuto conto delle deformazioni dovute alla ripetizione del carico: per $p = S_{1\max}$ si ha $f_t = \overline{MN}$; per $p = S_{2\max}$, $f_t = \overline{PQ} - \overline{NN'}$; per $p = S_{3\max}$, $f_t = \overline{RS} - \overline{NN'} - \overline{QQ'}$.

Togliendo, in corrispondenza di ciascun'ordinata, alle ascisse della curva II (frecce totali) quelle della I (frecce plastiche) si ottengono le frecce elastiche relative alla prima applicazione del carico. Se si trasla la curva I parallelamente all'asse delle ascisse di una quantità pari a 5 mm (curva I'), l'intersezione fra quest'ultima e la curva II consente di definire una pressione limite p_1 come quella che, alla prima applicazione del carico, genera una deformazione totale uguale all'assestamento plastico, aumentato di 5 mm. Si consideri che, per valori prossimi a questa pressione limite, la curva che dà i cedimenti totali tende all'incirca asintoticamente alla retta $p = p_1$.

Più spesso si suole definire come portanza la pressione critica p_2 che dopo 10000 ripetizioni del carico (raggiunte per estrapolazione nel diagramma di Fig. 1.3.2.2) causa una deflessione totale di 5 mm, tolto l'assestamento iniziale (punto W nel diagramma di Fig. 1.3.2.3). A questo scopo si trasla di 5 mm la curva III rappresentante l'accumulo della freccia plastica all'inizio di ogni serie (freccia residua dopo il primo ciclo di ciascuna serie): per $p = S_{1\max}$, $f_p = \overline{AB}$; per $p = S_{2\max}$, $f_p = \overline{AD}$; per $p = S_{3\max}$, $f_p = \overline{AF}$ (dalla Fig. 1.3.2.1).

La p_1 corrisponde di solito a una pressione di rottura, mentre la p_2 è accettata come pressione di sicurezza, per cui il rapporto p_1/p_2 descrive, in tal senso, un coefficiente di sicurezza. Da certe esperienze¹⁸ deriva che suddetto coefficiente raggiunge valori solitamente racchiusi fra 2 e 3.

¹⁸ Si veda LAYT M., MARIOTTI M., DENCAUSSE M., Check on the bearing capacity and study of the strengthening of aerodrome pavements which have reached a critical fatigue level, XV World Road Congress, Mexico, Ottobre 1975.

Nel caso di pavimentazioni flessibili la capacità portante è condizionata da differenti fattori, senza definire i quali la misura effettuata resta sprovvista di significato, perché non correlabile con i risultati di altre prove.

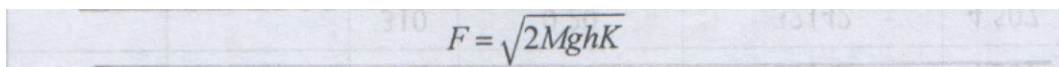
Uno dei fattori più importanti è la temperatura alla superficie del manto, poiché questa ha un'apprezzabile influenza sulla deformabilità degli strati superiori. Le norme, il più delle volte, non forniscono speciali informazioni al proposito, per cui, in via cautelare, la definizione della portanza andrebbe eseguita nelle condizioni più infelici; diversamente è appropriato precisare le condizioni di prova per non indurre in erronee valutazioni.

Parecchia rilevanza hanno pure le modalità di esecuzione della prova, quali il gradiente di carico e il tempo fra l'istante in cui si raggiunge una determinata S_{max} e il momento in cui si realizza la lettura della deflessione, trattandosi, nel caso particolare di pavimentazioni flessibili, di strutture nella cui risposta la componente viscosa non è secondaria: per di più, perfino le particolari condizioni in cui si trova il sottofondo al momento della prova possono influire, in una certa misura, sulla determinazione della portanza.

Si rammenta, infine, che, oltre alle prove statiche sopra descritte, per la determinazione della capacità portante di una sovrastruttura potrebbero utilizzarsi prove di tipo dinamico, sollecitando la pavimentazione con carichi variabili nel tempo con fissata frequenza.

Un esempio di apparecchiatura dinamico-deflettometrica (FWD, *Falling Weight Deflectometer*) è composto di una massa cadente su piattaforma, unita a una piastra tramite una serie di molle.

Se M è la massa del peso cadente (variabile da 50 a 300 kg massa, per cui si può produrre una forza dinamica di circa 100 kN), h l'altezza di caduta (m), K la costante delle molle (N/m), g l'accelerazione di gravità (m/s^2), il picco della forza F (N) esercitata sulla piastra risulta:


$$F = \sqrt{2MghK}$$

L'apparecchiatura è completata da una serie di trasduttori accelerometrici disposti radialmente a partire dall'asse di carico, che danno le deflessioni (frecce) del piano di appoggio (Fig. 1.3.2.4).

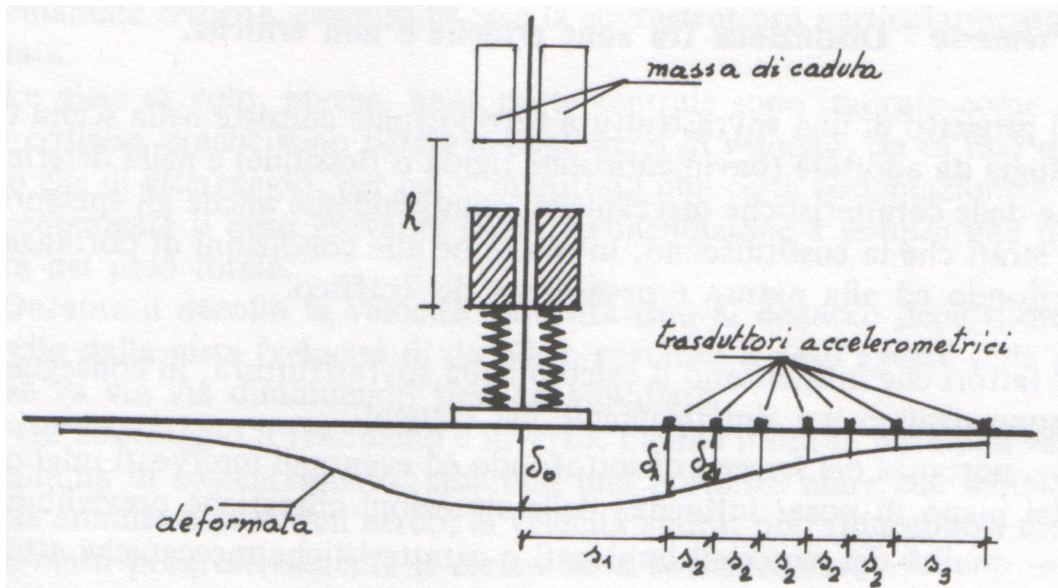


Fig. 1.3.2.4 – Disposizione dell'apparecchio FWD per la misura del modulo di un sottofondo [3].

Tutto il sistema è interfacciato con un micro-processore che controlla l'operazione ed esamina i segnali dei trasduttori che vengono, dopo, inseriti in un programma computerizzato dal quale si ottiene il valore del modulo del sottofondo.

Applicato a una sovrastruttura flessibile, l'FWD può definire i moduli dei vari strati, se si conoscono i relativi spessori.

Il vantaggio concesso da quest'apparecchiatura consta nel fatto che la prova non è distruttiva ed è parecchio rapida, per cui è particolarmente idonea nei controlli sullo stato delle sovrastrutture aeroportuali.

1.4. Le sollecitazioni sulle sovrastrutture indotte dagli aeromobili

1.4.1. I carrelli degli aerei e loro influenza sul calcolo della sovrastruttura. Il carico equivalente su ruota singola

Gli aerei trasmettono il loro peso alla pavimentazione tramite ruote con pneumatici collocate in corrispondenza di gambe di forza (Fig. 1.4.1.1)

Le forme più comuni di aeromobili di linea hanno tre gambe di forza, di cui due situate, sotto le ali, su un medesimo asse, normale a quello longitudinale del velivolo, e la terza nella parte anteriore (carrello triciclo).

Ogni gamba di forza posteriore può essere provvista di un'unica ruota, di due ruote affiancate (gemelle), di due ruote allineate (tandem) o di quattro ruote (doppio tandem), in relazione all'entità del carico trasmesso (Fig. 1.4.1.2)

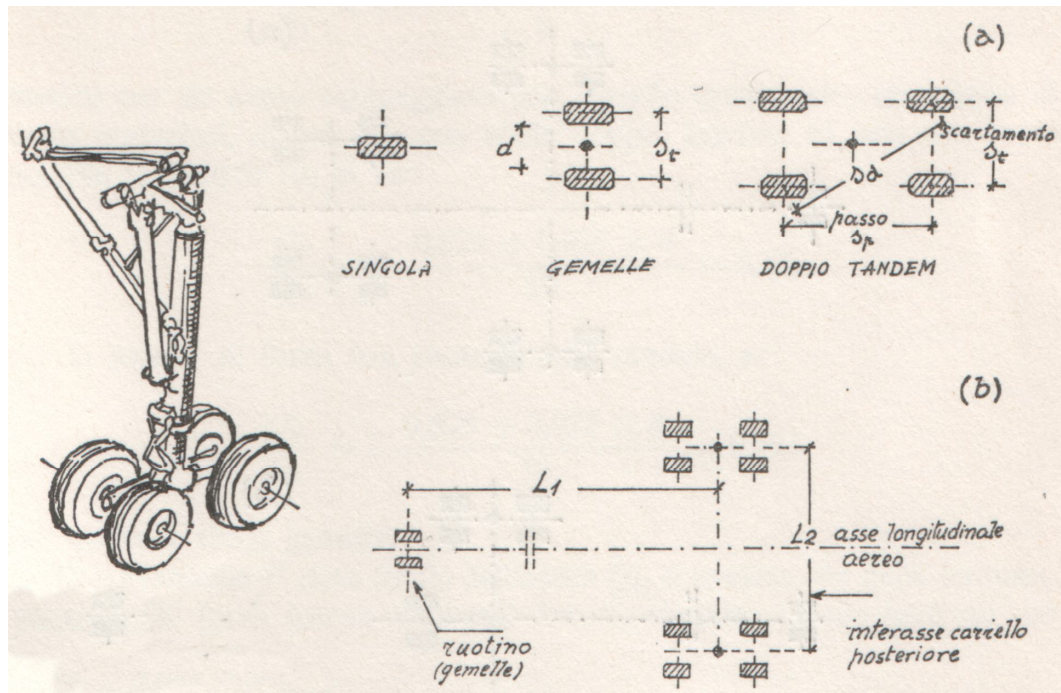


Fig. 1.4.1.1 (a sinistra) – Gamba di forza di un carrello (ruote doppio tandem) – Fig. 1.4.1.2 (a destra) – Carrelli di atterraggio: a) gamba di forza con ruota singola, ruote gemelle, ruote doppio tandem; b) carrello triciclo con due gambe di forza posteriori con ruote doppio tandem [1].

La gamba di forza anteriore, all'opposto, non ha funzione portante, o l'ha in minor misura, ed è formata, di solito, da una sola ruota o da due ruote gemelle, con opportunità di sterzata tanto da semplificare le manovre a terra¹⁹.

Il potenziamento dei carrelli, raggiunto come aumento del numero sia delle ruote di ciascuna gamba di forza sia delle gambe di forza stesse, si è reso indispensabile con l'aumento del peso degli aeromobili, per frenare le sollecitazioni nelle sovrastrutture.

Pure la pressione di gonfiaggio degli pneumatici delle ruote, con l'aumento del carico agente, ha subito un accrescimento: negli aerei aventi peso totale, a carico completo, di 40 ÷ 50 t, si predilige una pressione di gonfiaggio di 6 ÷ 8

¹⁹ La disposizione delle gambe di forza con le relative ruote prende il nome di carrello. A volte all'insieme delle gambe di forza situate sotto le ali o la fusoliera si assegna il nome di carrello posteriore, mentre con carrello anteriore s'intende la gamba di forza direzionale.

atm, mentre per i carichi totali di $100 \div 150$ t si accetta una pressione di circa 10 atm, elevabile a 14 atm per i carichi più alti.

In generale, per quanto si riferisce alla distribuzione del carico sulle gambe di forza, si consente, per carrelli tricicli, che solamente il 10% gravi sulla gamba anteriore e che il residuo 90% si assegni a quelle posteriori. Per i carrelli pentacicli, contrariamente, è adeguato esaminare un carico sulla gamba anteriore non maggiore del 5% del totale.

Per l'individuazione del carico su gamba di forza, Q_g , si può adottare la seguente relazione:

$$Q_g = r \left(\frac{0,825 + 0,025N}{R} \right) Q_t$$

dove Q_t rappresenta il peso totale dell'aereo, N il numero di gambe di forza ($N = 3,4,5$ rispettivamente per carrello triciclo, quadriciclo e pentaciclo), R il numero globale delle ruote del carrello posteriore e r quello delle ruote di una gamba di forza.

Questa relazione traspone, in realtà, la precedente ipotesi a proposito della distribuzione del peso totale fra le gambe di forza in dipendenza del tipo di carrello e, per di più, si basa sul concetto che, fra le gambe di forza posteriori, il carico sia suddiviso in modo che siano uguali i carichi su ruota.

A proposito del peso totale dell'aereo Q_t , si osserva che nella terminologia aeronautica sussistono diverse dizioni, ognuna avente però un suo caratteristico significato:

- peso operativo a vuoto: peso base dell'aereo comprendente tutto ciò di cui si necessita per il volo, con esclusione del carburante e del carico utile;
- peso massimo all'atterraggio: peso massimo con cui l'aereo può compiere, secondo le prescrizioni delle autorità aeronautiche, le manovre dell'atterraggio;
- peso massimo all'involo: simile al precedente ma attinente alla fase di decollo.

Nel dimensionamento delle sovrastrutture servirà prendere in considerazione il peso totale massimo al decollo; non va omissso, tuttavia, che un aereo può

decollare anche a carico ridotto (voli penalizzati) per cui la verifica delle piste va allargata ai vari casi previsti nelle condizioni d'impiego.

Oltre a ciò, nell'ipotesi di ruota singola, è agevolmente immaginabile che il carico trasmesso alla pavimentazione sia identico a quello della gamba di forza; se, contrariamente, quest'ultima è formata da più ruote (gemelle o doppio tandem), non si può ignorare la loro mutua influenza nello specificare le sollecitazioni sulla pavimentazione.

Perciò, in questo caso, non è giusto riferirsi al carico su una ruota come quota parte del carico agente sulla gamba di forza, ma occorre analizzare la massima sollecitazione indotta nella sovrastruttura da tutte le ruote della gamba stessa.

Al fine del dimensionamento, perciò, si è immesso il concetto di ruota singola equivalente come quella ruota che, a parità di pressione di gonfiaggio o di area d'impronta, ricalchi nella sovrastruttura l'identica azione prodotta dal gruppo di ruote di una gamba di forza.

Per una schematizzazione di questo tipo è doveroso usare idonei criteri per determinare il carico equivalente su ruota singola (Q_{es}) definito, in maniera generale, come quel carico fittizio gravante sulla ruota singola equivalente, che generi nella pavimentazione l'effetto equivalente (in termini di sollecitazione ovvero di deflessione) definito dalle ruote della gamba di forza.

Questo carico equivalente dipenderà, oltre che dal tipo (rigida o flessibile) e dallo spessore della sovrastruttura, dalla disposizione delle ruote (interasse e scartamento) e dalla loro pressione di gonfiaggio.

Il carico equivalente su ruota singola si dovrà quantificare, per questo, per ciascun modello di aereo riguardo alla tipologia e allo spessore della sovrastruttura.

Giacché per le gambe con ruote disposte a doppio tandem i valori medi dell'interasse ondeggiavano fra $140 \div 150$ cm e lo scartamento fra $75 \div 85$ cm, senza tener conto dell'influenza dello spessore e della pressione di gonfiaggio, in via unicamente indicativa, il valore Q_{es} è ricavabile dividendo il carico totale Q_g sulla gamba per un coefficiente h che può attribuirsi compreso fra i seguenti valori:

<u>pavimentazione rigida:</u>	ruote gemelle:	$h = 1,30 \div 1,45$
	ruote doppio tandem	$h = 3,00 \div 3,40$
<u>pavimentazione flessibile:</u>	ruote gemelle:	$h = 1,40 \div 1,50$
	ruote doppio tandem	$h = 2,50 \div 3,00$

1.4.2. La determinazione del carico equivalente su ruota singola

Per le pavimentazioni flessibili la definizione del carico su ruota singola equivalente emerge difficoltosa, poiché ci si trova di fronte a più strati di differente spessore e di diverse caratteristiche meccaniche.

Siccome non esiste un carico unico che ricalchi fedelmente, su tutti gli strati, il medesimo effetto delle ruote della gamba di forza, si consente che in una pavimentazione flessibile, adeguatamente costruita, il piano critico sia quello di contatto col terreno di sottofondo.

Così, di solito, il carico equivalente su ruota singola è definito come quel carico che genera sul terreno di sottofondo le identiche tensioni massime (o quelle equivalenti cedimenti) di quelle definite dall'insieme delle ruote.

Taluni criteri assumono come parametro di equivalenza la tensione verticale in corrispondenza dell'asse del carico sul piano di posa e si fondano sulla teoria del Boussinesq per il semispazio elastico, isotropo e indefinito, non esaminando perciò nessuna distinzione fra sovrastruttura e piano di appoggio.

In conformità a considerazioni teoriche fondate sull'analisi del Boussinesq e ai risultati sperimentali di Boyd e Foster, si accetta che, fin quando lo spessore della pavimentazione flessibile è sotto a $d/2$ (Fig. 1.4.2.1), il Q_{es} è uguale al carico gravante su di una sola ruota, mentre per spessori superiori a $2s_t$ (nel caso di ruote gemelle) e a $2s_d$ (nel caso di ruote doppio tandem) è equivalente al carico su gamba di forza²⁰.

²⁰ Con s_t s'indica lo scartamento delle ruote, con s_d il passo diagonale, mentre d è lo spazio interno fra due ruote gemelle, che è eguale allo scartamento ridotto della larghezza della superficie d'impronta (pari a due volte il semiasse minore dell'area supposta ellittica).

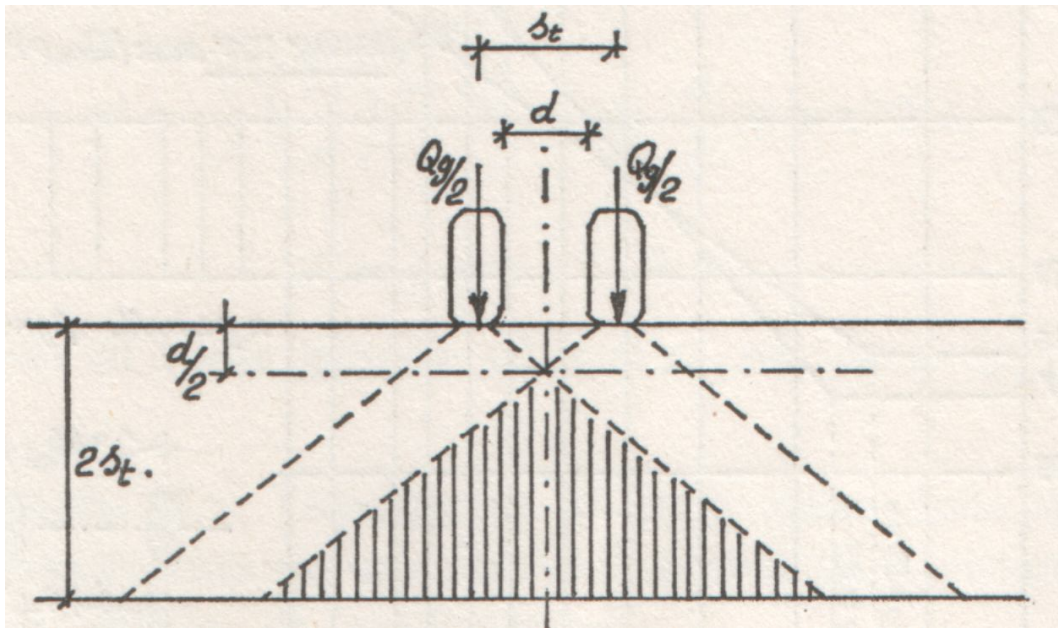


Fig. 1.4.2.1 – Influenza di due ruote gemelle sul piano di sottofondo (sovrastruttura flessibile) [1].

Tra questi due spessori critici si tollera una variazione lineare del logaritmo del carico equivalente su ruota singola con il logaritmo dello spessore della pista.

Per il calcolo di d basta considerare l'area di contatto A come ellittica, di semiassi a e b e con $a = 1,4b$; essendo Q_r il carico sulla ruota ($Q_r = Q_g/r$), si ha:

$$A = \frac{Q_r}{p} = 1,4\pi b^2$$

da cui:

$$b = \sqrt{\frac{Q_r}{1,4\pi p}}$$

e quindi:

$$d = s_t - 2b = s_t - 2\sqrt{\frac{Q_r}{1,4\pi p}}$$

In sostanza, pertanto, il carico equivalente su ruota singola può esprimersi come:

$$Q_{es} = \beta Q_g$$

dove β è una funzione dello spessore totale definita nel modo seguente ($r =$ numero di ruote di una gamba di forza):

$$\beta = \frac{1}{r} \quad \text{per } s < \frac{d}{2}$$

$$\beta = \frac{1}{r} \left(\frac{2s}{d} \right)^{\frac{\log r}{\log \frac{4t}{d}}} \text{ per } \frac{d}{2} \leq s \leq 2t$$

$$\beta = 1 \text{ per } s > 2t$$

($t = s_t$ nel caso di ruote gemelle e $t = s_d$ nel caso di ruote doppio tandem).

Il metodo dell'U.S. Department of Navy parte dall'ipotesi che la tensione verticale prodotta sia una funzione inversa della distanza del punto considerato da quello d'applicazione del carico (Fig. 1.4.2.2)

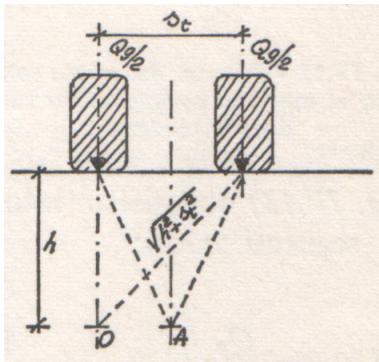


Fig. 1.4.2.2 – Determinazione del Q_{es} secondo il procedimento usato dall'US Navy [1].

Nel caso di una gamba di forza a ruote gemelle si ha, rispettivamente nel punto O e A, a profondità h:

$$[1.2] \quad \sigma_O \cap \frac{Q_g}{2} \left[\frac{1}{h^2} + \frac{1}{h^2 + s_t^2} \right],$$

$$[1.3] \quad \sigma_A \cap Q_g \left[\frac{1}{h^2 + \left(\frac{s_t}{2} \right)^2} \right],$$

mentre per effetto di una ruota equivalente la massima tensione verticale può esprimersi come:

$$[1.4] \quad \sigma \cap \frac{Q_{es}}{h^2}$$

Uguagliando le espressioni [1.2], [1.3] alla [1.4], nell'ipotesi che la costante di proporzionalità sia sempre la stessa, si ha:

$$Q_{es(O)} = \frac{Q_g}{2} \left[1 + \frac{1}{1 + \left(\frac{s_t}{h} \right)^2} \right],$$

$$Q_{es(A)} = Q_g \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{s_t}{2h} \right)^2} \right],$$

Il carico su ruota singola equivalente è il più grande fra i due valori calcolati. In generale, per una gamba di forza con r ruote, si può di conseguenza esprimere il Q_{es} come:

$$Q_{es} = \frac{h^2 Q_g}{r} \left(\sum_{i=1}^r \frac{1}{d_i^2} \right)_{\max}$$

essendo $\left(\sum_{i=1}^r \frac{1}{d_i^2} \right)_{\max}$ il valore massimo che assume la somma dei quadrati delle distanze fra ognuna delle r ruote e il punto considerato al variare della posizione di quest'ultimo.

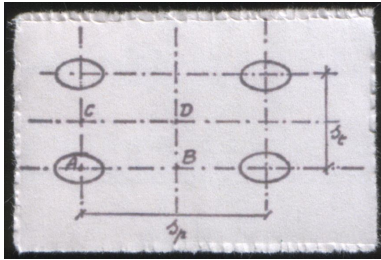


Fig. 1.4.2.3 – Ricerca del punto sottoposto al massimo cedimento per ruote doppio tandem [1].

In questo modo nel caso di ruote doppio tandem (Fig. 1.4.2.3) con riferimento ai punti A, B, C e D il Q_{es} è il maggiore dei seguenti valori:

$$Q_{es(A)} = \frac{Q_g}{4} \left[1 + \frac{1}{1 + \left(\frac{s_t}{h}\right)^2} + \frac{1}{1 + \left(\frac{s_d}{h}\right)^2} + \frac{1}{1 + \left(\frac{s_p}{h}\right)^2} \right]$$

$$Q_{es(B)} = \frac{Q_g}{4} \left[\frac{2}{1 + \left(\frac{s_p}{2h}\right)^2} + \frac{2}{1 + \left(\frac{s_p}{2h}\right)^2 + \left(\frac{s_t}{h}\right)^2} \right]$$

$$Q_{es(C)} = \frac{Q_g}{4} \left[\frac{2}{1 + \left(\frac{s_t}{2h}\right)^2} + \frac{2}{1 + \left(\frac{s_t}{2h}\right)^2 + \left(\frac{s_p}{h}\right)^2} \right]$$

$$Q_{es(D)} = \frac{Q_g}{4} \frac{4}{1 + \left(\frac{s_d}{2h}\right)^2}$$

Si ricordi:

s_t = scartamento delle ruote di una gamba

s_p = passo

s_d = passo diametrale

Come parametro di equivalenza nel calcolo del Q_{es} può anche prendersi l'abbassamento a una data profondità di un semispazio alla Boussinesq (*Corps of Engineers*):

$$\Delta = \frac{pa}{E} F$$

dove F è una funzione dei rapporti $\frac{z}{a}$ e $\frac{r}{a}$, essendo a il raggio dell'area di carico (presa eguale a quella di una delle ruote della gamba di forza), z la profondità e r la distanza in orizzontale del punto considerato dall'asse di carico.

Con riferimento alla Fig. 1.4.2.4 si ha nel caso di ruote gemelle:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{pa}{E} (F_1 + F_2),$$

(p = pressione di gonfiaggio di una ruota della gamba di forza); con

$$F_1 = f\left(\frac{r_1}{a}, \frac{z}{a}\right)$$

e:

$$F_2 = f\left(\frac{r_2}{a}, \frac{z}{a}\right)$$

e per il Q_{es} :

$$\Delta = \frac{p_e \cdot a}{E} F_e$$

(p_e = pressione di gonfiaggio della ruota singola equivalente) con:

$$F_e = f\left(\frac{r_e}{a}, \frac{z}{a}\right)$$

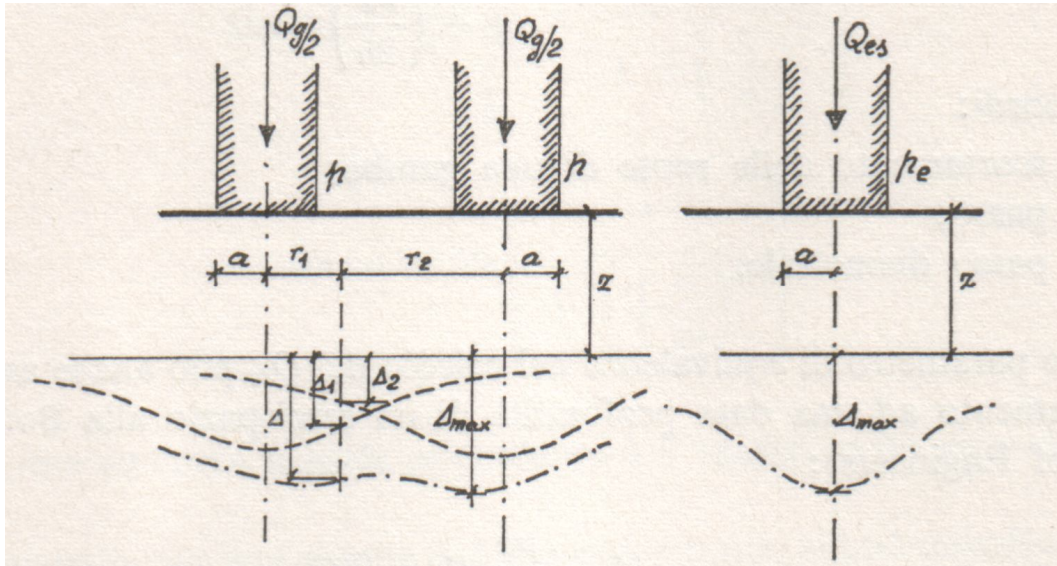


Fig. 1.4.2.4 – Ricerca del carico equivalente su ruota singola in base al valore massimo della deflessione generata da due ruote gemelle (Corps of Engineers) [1].

La funzione $F = f\left(\frac{r}{a}, \frac{z}{a}\right)$ è riportata in Fig. 1.4.2.5.

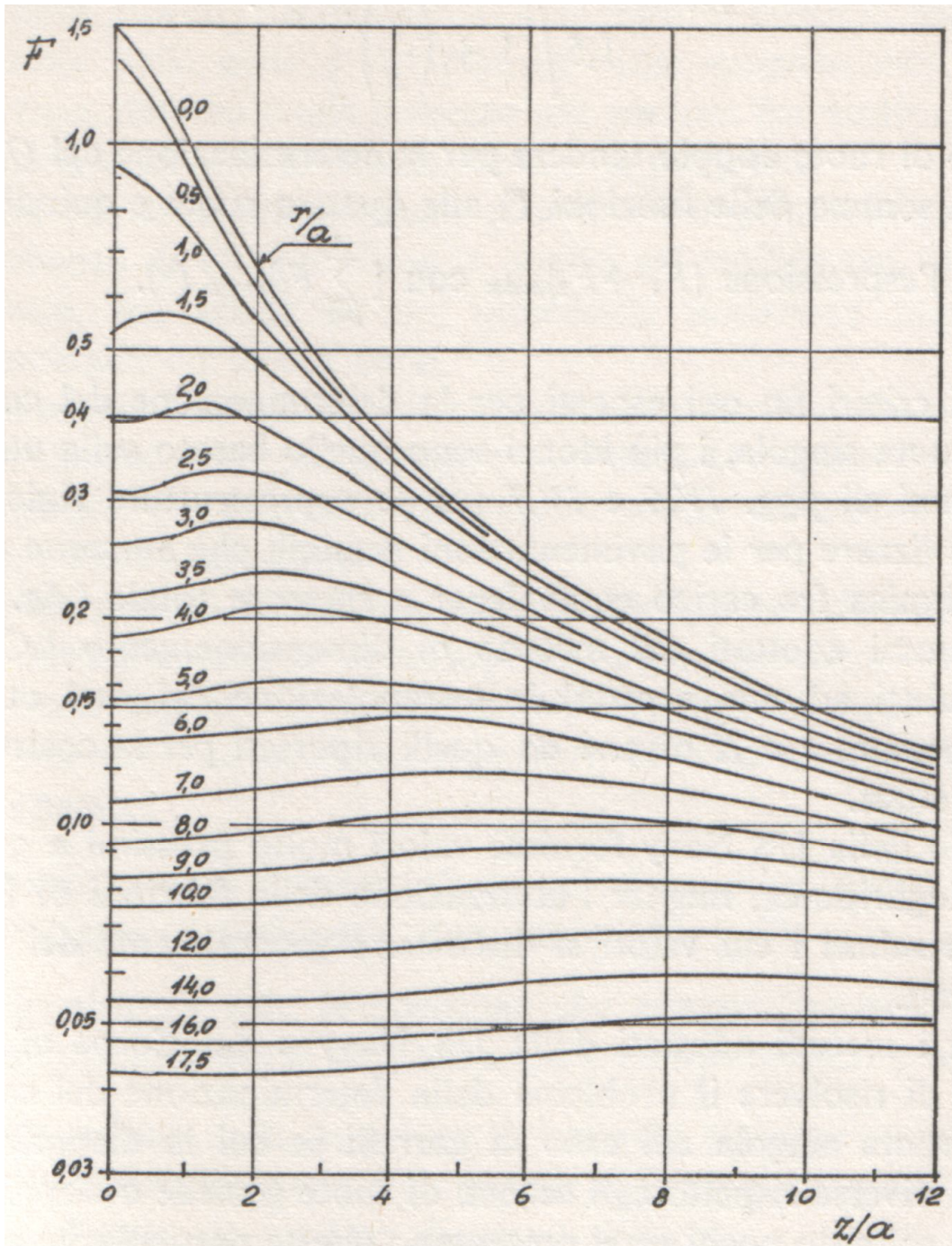


Fig. 1.4.2.5 – Determinazione della funzione F (metodo del Corps of Engineers) riguardo ai valori $\frac{r}{a}$ e $\frac{z}{a}$ [1].

Giacché bisogna uguagliare le massime deflessioni che si hanno nei due casi, la condizione di equivalenza si traspone nella seguente forma:

$$[1.5] \quad \frac{pa}{E} (F_1 + F_2)_{\max} = \frac{p_e a}{E} F_{e,-0}$$

essendo $(F_1 + F_2)_{\max}$ il valore massimo della somma $F_1 + F_2$ per disparati punti presi in considerazione.

Per di più, dal momento che è accettata l'ipotesi di eguaglianza delle aree d'impronta, ne segue:

$$\pi a^2 = \frac{Q_r}{p} = \frac{Q_{es}}{p_e}$$

e quindi:

$$p_e = \frac{Q_{es}}{Q_r} p,$$

Sostituendo nella [1.5] e semplificando si consegue:

$$Q_{es} = \frac{Q_r [F_1 + F_2]_{\max}}{F_e}$$

e giacché può assumersi, nel caso di ruota singola:

$$F_e = \frac{1,5}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}}$$

si ha in definitiva:

$$[1.6] \quad Q_{es} = Q_r \frac{[F_1 + F_2]_{\max}}{\frac{1,5}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}}}$$

Nel caso di ruote doppio tandem, per la definizione del Q_{es} si dovrà allargare la somma delle funzioni F_i alle quattro ruote e, quindi, sostituire nella [1.6]

l'espressione $[F_1 + F_2]_{\max}$ con $\left[\sum_{i=1}^4 F_i\right]_{\max}$ ²¹.

²¹ Altri metodi si basano sulla teoria del doppio strato del Burmister e su schematizzazioni più complesse della sovrastruttura; tuttavia le maggiori difficoltà nel calcolo non sembrano giustificate dalle approssimazioni insite nei criteri di dimensionamento.

1.4.3. Caratteristiche del traffico aereo e influenze sul dimensionamento delle sovrastrutture

Il dimensionamento delle pavimentazioni dei piazzali è fatto con riferimento all'aereo critico, definito come il mezzo più pesante fra quelli che, secondo ipotesi, usufruiranno delle sovrastrutture in progetto.

La scelta dell'aereo critico è alquanto difficile, perché richiede non solamente un'approfondita analisi sul traffico che interesserà la sovrastruttura, ma anche un'affidabile previsione nei possibili sviluppi tipologici dei mezzi aerei.

I più recenti metodi di dimensionamento tengono conto anche di altre peculiarità del traffico aereo e, vale a dire, della frequenza dei movimenti, della diversità dei velivoli e della distribuzione del traffico stesso nella sezione trasversale delle piste.

È certo che, nel campo aeroportuale, l'influenza della ripetizione dei carichi sul dimensionamento delle sovrastrutture deve essere riguardata in maniera differente rispetto a quanto si fa nel settore stradale.

Per gli aeroporti occorre tener presenti le seguenti considerazioni di carattere generale:

- il numero orario massimo di manovre per pista, anche alla presenza di ottimi impianti di assistenza, non oltrepassa $40 \div 50$;
- la dispersione della posizione dei carichi trasmessi, per di più, risulta anche dal fatto che l'interasse delle gambe di forza del carrello posteriore, in genere, è diverso da un modello di aereo all'altro;
- il traffico aereo relativo a un aeroporto è formato da aeromobili di tipo differente e di dissimile carico massimo (un medesimo aereo ha un peso più basso all'atterraggio di quello al decollo);

Tutte queste indicazioni, e altre di minore importanza che potrebbero aggiungersi, rivelano che, nel caso d'infrastrutture aeroportuali, l'influenza della ripetizione del carico è, in effetti, di difficoltosa stima, anche se si considera il traffico canalizzato nelle vie di circolazione, nelle piste di rullaggio e nei piazzali.

Si considera normale un traffico composto da dieci movimenti al giorno dell'aereo tipo con carico massimo o non inferiore all'80% di quello massimo.

La normativa francese (*Service Technique des Bases Aériennes*) usa un diagramma (Fig. 1.4.3.1) in cui è segnalato l'aumento da dare al carico equivalente su ruota singola, quando i movimenti giornalieri superano il numero di 10; per numero di movimenti uguale o maggiore di 100 l'incremento arriva al valore del 25%, difatti bisogna dividere il carico Q_{es} per il coefficiente pari a $0,8^{22}$.

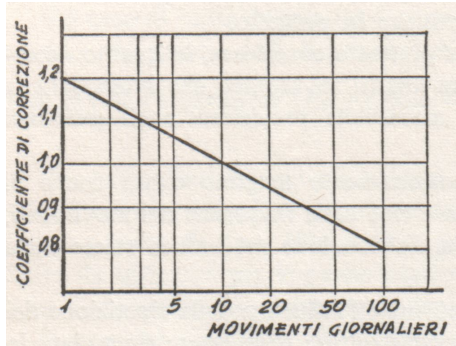


Fig. 1.4.3.1 – Influenza del traffico sul dimensionamento delle pavimentazioni aeroportuali (Circ. 336 Min. LLPP francese). Il carico equivalente, diviso per il coefficiente di correzione, fornisce il valore Q_{es} da assumere per il calcolo [1].

In altri casi, invece che modificare il valore dei carichi di progetto, si predilige cambiare i coefficienti di sicurezza da usare nel dimensionamento.

Tali considerazioni sono attuabili quando ci si riferisce a movimenti di un aereo tipo (aereo critico). In generale, gli aerei che si servono delle sovrastrutture di un aeroporto sono di tipo differente, per carico, disposizione delle ruote per gamba e del carrello, pressione di gonfiaggio, ecc., per

cui le sollecitazioni trasmesse alle pavimentazioni sono mutevoli, anche a proposito delle proprietà meccaniche e degli spessori di queste ultime.

Volendo, perciò, tener conto della quantità di ripetizioni del carico dell'aereo critico assunto per il determinato aeroporto, servirebbe definire un criterio di equivalenza per gli aerei le cui caratteristiche si scostano da quello critico, facendo anche intervenire i parametri della distribuzione del carico lungo la sezione trasversale della pista.

Il problema è parecchio difficile e va affrontato con diretto riferimento a quei criteri di dimensionamento che tengono conto della resistenza a fatica delle sovrastrutture.

Ognuna di queste, difatti, in funzione della sua costituzione, ha una propria capacità di resistenza, esprimibile, ad esempio, tramite la sollecitazione o la deformazione limite sopportabile senza che appaiano fenomeni di rottura.

²² Il coefficiente di correzione è quindi legato al numero N di ripetizioni per mezzo della legge:

$$\gamma = 1,2 - 0,2 \log N$$

Ogni aereo, in base alle proprie caratteristiche (peso, pressione di gonfiaggio dei pneumatici, disposizione delle ruote), utilizza per ciascun movimento una parte di questa capacità strutturale della pavimentazione.

Per la determinazione di un criterio di omogeneizzazione del traffico aereo, si può specificare un fattore di equivalenza come rapporto fra la capacità strutturale utilizzata da un determinato aereo e quella attinente al mezzo di riferimento.

Se si denota con N_i il numero di passaggi dell'aereo i su una data sovrastruttura, senza che in questa appaiano deformazioni permanenti, e con N_s l'analogo numero di passaggi dell'aereo di riferimento s , la capacità di resistenza adoperata per qualsiasi movimento dall'aereo in esame risulta:

$$d_i = \frac{1}{N_i}$$

mentre per quello di riferimento si ha:

$$d_s = \frac{1}{N_s}$$

Il fattore di equivalenza F_i può allora caratterizzarsi nel rapporto:

$$F_i = \frac{d_i}{d_s} = \frac{N_s}{N_i}$$

per cui un passaggio del mezzo i equivale a F_i passaggi di s . La capacità di resistenza impiegata nel tempo dal traffico previsto, composto di k tipi diversi di aerei, è:

$$[1.7] \quad D_r = \sum_{i=1}^k D_i = \sum_{i=1}^k n_i d_i$$

essendo n_i il numero di passaggi previsto per ogni tipo i di aereo. Si ha ancora:

$$[1.8] \quad n_e = \frac{D}{d_s} = \sum_{i=1}^k n_i F_i$$

e dividendo per d_s si ottiene il numero equivalente n_e di passaggi del veicolo di riferimento:

$$[1.8] \quad n_e = \frac{D}{d_s} = \sum_{i=1}^k n_i F_i$$

in base al quale dovrà compiersi il dimensionamento.

L'applicazione di tali concetti richiede la conoscenza dei valori da assegnare ai fattori F_i per ciascun modello di aereo e su ciascun tipo di pavimentazione.

Per sovrastrutture flessibili, l'esperienza suggerisce di adoperare, per il numero di ripetizioni ammissibili, l'espressione:

$$N_i = K \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^c$$

dove ε_i è la massima deformazione unitaria a trazione causata dal veicolo i negli strati e K e c sono delle costanti (per altro funzione della temperatura).

Il fattore F_i può quindi esprimersi come:

$$F_i = \left(\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_s} \right)^c$$

essendo ε_s il correlativo valore di deformazione generata dall'aereo di riferimento. In quanto alla costante c , prove di laboratorio e in sito dimostrano come valori più comuni siano compresi fra $4 \div 5$, mentre ε_i ed ε_s vanno ricercati tramite un'analisi sullo stato tensionale indotto dai mezzi.

Il dimensionamento di una sovrastruttura aeroportuale andrà portato a termine, di conseguenza, o in base all'aereo critico, come mezzo più pesante che s'immagina impiegherà la sovrastruttura, o in funzione del numero N di movimenti di un aereo di riferimento equivalente al traffico previsto.

È da osservare, però, che, in quest'ultimo caso, gli N movimenti non interessano sempre lo stesso punto della sovrastruttura per via della ripartizione trasversale del traffico.

Nelle aree di stazionamento dei piazzali i carichi sono applicati, in sostanza, nello stesso punto, poiché gli aerei sono accuratamente collocati per le operazioni di carico e scarico dei passeggeri e delle merci e per il rifornimento di carburante. Nelle vie di circolazione, nelle testate delle piste di volo, e in quelle zone dei piazzali utilizzate dai mezzi per raggiungere le aree di stazionamento, il traffico è molto canalizzato e si può ritenere concentrato in una fascia centrale larga 12 m. Nel dimensionamento della nostra sovrastruttura, tuttavia, non terremo in considerazione quest'ultimo aspetto.

Nell'individuazione di un traffico equivalente è conveniente sostituire, nella [1.7] e nelle successive, al numero n_i di movimenti dell'aereo i , il prodotto $n_i \times f_i$, essendo f_i la frequenza con cui l'aereo in considerazione sollecita un dato punto della sovrastruttura.

La [1.8] diviene allora:

$$n_e = \sum_{i=1}^K f_i n_i F_i$$

ed è possibile realizzare un dimensionamento differenziato anche nel senso trasversale della pista.

La PCA definisce un fattore di ripetizione del carico, F_{re} , per il quale occorre moltiplicare il numero n_i di ripetizioni di ciascun aereo.

Un altro criterio è di considerare il traffico uniformemente ripartito nella sezione trasversale della pista e di indicare il numero di operazioni che equivalgono a un ricoprimento (*coverage*).

Si accetta che avvenga un ricoprimento quando ogni punto della sezione della pavimentazione, entro una certa striscia, sia interessato da una ripetizione del carico.

Il numero di ricoprimenti C sul numero O di operazioni considerati per un determinato aereo (simile al fattore ripetizione del carico della PCA), è riconoscibile con la relazione:

$$\frac{C}{O} = \frac{trs}{100L}$$

dove t è la percentuale di traffico che interessa la striscia di larghezza L (in m), mentre r è il numero di ruote della gamba di forza e s (in cm) il diametro dell'area d'impronta ipotizzata circolare.

1.4.4. Premesse al nuovo criterio di dimensionamento proposto dalla FAA

La FAA, che in precedenza aveva indicato un metodo di dimensionamento per le sovrastrutture, facendo riferimento alla propria classificazione dei terreni di supporto e al carico equivalente su ruota singola, nel 1978 ha proposto una

sostanziale modifica basata sull'analisi statistica dei carichi agenti, su dati sperimentali per quanto riguarda la portanza del sottofondo e, particolarmente, sui risultati rilevati da un esame circa il comportamento di sovrastrutture in esercizio.

Tale metodo di progettazione considera come elemento di partenza il peso a pieno carico al decollo, supponendo che il 95% di tale peso gravi sul carrello principale e solo il 5% sul ruotino anteriore.

Assumere come carico di progetto il peso massimo al decollo, anziché il carico equivalente su ruota singola, è stato consigliato sia per facilitare le operazioni sia per avere un più largo margine di sicurezza, poiché le previsioni sullo sviluppo del traffico in un aeroporto devono ritenersi sempre piuttosto aleatorie, non potendo escludere in futuro variazioni anche notevoli nella struttura degli aeromobili.

È interessante rilevare che nel computo del traffico, al fine del dimensionamento, non si terrà conto del traffico degli aerei in arrivo, i quali hanno certamente un peso inferiore di quelli al decollo; ciò può produrre, in qualche modo, una diminuzione del grado di sicurezza che la FAA, comunque, ammette trascurabile.

Si osservi che il tipo e la configurazione del carrello determinano il modo con cui il peso dell'aereo si distribuisce sulla sovrastruttura, per cui si renderebbe necessario definire un particolare nomogramma di dimensionamento per ciascun tipo di aereo.

La FAA ritiene di poter superare tale ostacolo osservando che un esame della configurazione dei vari carrelli, dell'area d'impronta degli pneumatici e delle pressioni di gonfiaggio degli pneumatici degli aeromobili in esercizio ha evidenziato un'accettabile analogia nei tipi.

In conseguenza, è possibile proporre delle ipotesi generalizzate in modo da ridurre il numero di variabili da considerare.

Con tali premesse, la FAA, per il tipo di carrello triciclo, ammette le seguenti caratteristiche:

- ruote singole: nessuna particolare specifica;
- ruote gemelle: scartamento fra le ruote $s = 51$ cm per gli aerei leggeri; $s = 86$ cm per gli aerei pesanti;

- ruote doppio tandem: scartamento $s_t = 51$ cm, passo $s_p = 114$ cm per aerei leggeri; $s_t = 76$ cm ed $s_p = 140$ cm per aerei pesanti;
- carrelli triciclo: per aerei pesanti, tipo DC 10-30 e Boeing 747, nel caso di pavimentazioni flessibili, si ammette che il carrello abbia ruote doppio tandem e carico massimo di 136,1 t.

Nei riguardi della pressione di gonfiaggio s'ipotizza che la pressione massima alle ruote sia 1,4 MPa (≈ 14 kg_p/cm²).

Nelle Tabb. 1.4.4.1, 1.4.4.2 e 1.4.4.3 sono riportati i valori dei carichi massimi previsti, delle pressioni di gonfiaggio e delle caratteristiche dei carrelli rilevati in un gran numero di aeromobili

Peso a pieno carico		Pressione pneumatici	
lbs	t	Mpa	kg _p /cm ²
30.000	13,6	0,53	5,27
45.000	20,4	0,63	6,33
60.000	27,2	0,73	7,38
75.000	34,0	0,84	8,44

Tab. 1.4.4.1 – Valori del carico e della pressione di gonfiaggio nel caso di carrello triciclo a ruota singola [3].

Peso a pieno carico		Pressione pneumatici		Scartamento ruote	
lbs	t	Mpa	kg _p /cm ²	inc	cm
50.000	22,7	0,56	5,62	20	51
75.000	34,0	0,77	7,73	21	53
100.000	45,0	0,98	9,84	23	58
150.000	68,0	1,12	11,25	30	76
200.000	90,7	1,40	14,06	34	86

Tab. 1.4.4.2 – Valori del carico, della pressione di gonfiaggio e dello scartamento nel caso di carrello triciclo a ruote gemelle [3].

Peso a pieno carico		Pressione pneumatici		Scartamento s_t		Passo s_p	
lbs	t	Mpa	kg _p /cm ²	inc	cm	inc	cm
100.000	45,4	0,84	8,44	20	51	45	114
150.000	68,0	0,98	9,84	20	51	45	114
200.000	90,7	1,12	11,25	21	53	46	117
300.000	136,1	1,26	12,66	26	66	51	130
400.000	181,4	1,40	14,06	30	76	55	140

Tab. 1.4.4.3 – Valori delle caratteristiche del carrello per aerei a carrello triciclo e ruote doppio tandem [3].

Dopo queste considerazioni preliminari, tenuto conto che il numero complessivo dei decolli è distinto in una varietà, anche notevole, di tipi di aerei a caratteristiche diverse, onde evitare una complicazione nei calcoli, la FAA ha ritenuto opportuno determinare un unico aereo al quale riferire tutto il traffico previsto.

Si tratta, cioè, di trasformare il numero effettivo di partenze annuali di vari tipi di aerei nel numero di partenze annuali equivalenti dell'aereo previsto (aereo di progetto).

Si ricorda che l'aereo di progetto o critico è quell'aereo che, per il numero di partenze annuali a quest'attributo, determina le più elevate caratteristiche della sovrastruttura; è facilmente intuibile che l'aereo critico non è, necessariamente, fra gli aerei previsti interessanti la sovrastruttura, quello che ha il maggior peso al decollo.

Inoltre, per tener conto che, a parità di aereo, e perciò a parità di carico massimo, le sollecitazioni indotte nella pavimentazione dipendono anche dal tipo di gamba di forza (cioè dalla disposizione delle ruote e relativa pressione di gonfiaggio), sarà necessario definire dei fattori di conversione che consentano di passare da un tipo di gamba di forza a un altro.

Come prima operazione occorrerà convertire il numero effettivo di partenze annuali di ogni singolo aereo nel numero corrispondente al tipo di carrello dell'aereo considerato come critico o di progetto. In seguito si faranno intervenire i carichi su ruota.

Detti:

- N₁ il numero di decolli annuali dell'aereo di progetto;
- N₂ il numero di decolli annuali di un altro aereo considerato, espresso dal tipo di gamba dell'aereo di progetto;
- Q₁ il carico su ruota dell'aereo di progetto;
- Q₂ il carico su ruota dell'aereo considerato,

si assumerà:

$$\log N_1 = \log N_2 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{0,5}$$

dove

$$N_2 = C \cdot R_2$$

essendo R₂ il numero effettivo di partenze dell'aereo considerato e C il fattore di conversione che considera la diversa configurazione dei carrelli dei due aerei.

Tali fattori di conversione C per i carrelli, proposti dalla FAA, sono indicati nella Tab. 1.4.4.4, da cui si rileva che un aereo a carrello tricycle a ruote doppio tandem equivale a due partenze dello stesso aereo se fosse equipaggiato a ruota singola.

Convertire da	a	Fattore di conversione
ruota singola	ruote gemelle	0,8
ruota singola	doppio tandem	0,5
ruote gemelle	doppio tandem	0,6
doppio tandem a ruote gemelle	doppio tandem	1,0
doppio tandem	ruota singola	2,0
doppio tandem	ruote gemelle	1,7
ruote gemelle	ruota singola	1,3
doppio tandem a ruote gemelle	ruote gemelle	1,7

Tab. 1.4.4.4 – Fattori di conversione dei carrelli (FAA) [3].

1.5. Il dimensionamento delle sovrastrutture flessibili

1.5.1. Generalità sul progetto delle sovrastrutture flessibili

Una pavimentazione flessibile aeroportuale è formata da più strati di diverse caratteristiche meccaniche, di modo che l'insieme possa efficacemente resistere all'azione dei carichi e dei fattori ambientali.

Il dimensionamento delle sovrastrutture flessibili ha come fine il riscontro dello spessore totale conferito; solamente in taluni casi è possibile allargare tale controllo agli spessori dei singoli strati.

Seguendo la medesima impostazione usata nel campo delle costruzioni stradali, i vari procedimenti per il dimensionamento si possono identificare in semiempirici e razionali.

Quelli semiempirici scaturiscono da osservazioni sul comportamento di pavimentazioni sperimentali o esistenti, che hanno permesso di definire adeguati rapporti fra caratteristici indici di portanza del sottofondo e spessori della sovrastruttura, in relazione anche ai carichi e, nel caso, alla loro frequenza.

L'affidabilità, perciò, di ogni criterio è tanto più elevata quanto più grandi sono stati i controlli e le verifiche sperimentali che ne rappresentano la base, mentre il beneficio da loro offerto, in ogni caso, rimane quello di permettere determinazioni molto semplici e rapide.

Attente indagini realizzate su strade sperimentali, sottoposte all'azione di un prefissato traffico pesante, dal *California Highway Department* dal 1928 al 1942, hanno portato a individuare importanti correlazioni fra indice CBR del sottofondo, spessore della sovrastruttura e carico.

Indubbiamente l'applicazione di questi risultati ipotizza che la sovrastruttura da progettare sia comparabile, nella sua formazione, a quella su cui sono state fatte le prove²³.

²³ *Le caratteristiche della pavimentazione sperimentale erano le seguenti:*

- *piano di sottofondo compattato alla densità massima e umidità ottima;*
- *materiale per lo strato di fondazione con CBR non inferiore a 15;*
- *materiale per lo strato di base con CBR non inferiore a 40 per carichi ruota minori di 4500 kg e non inferiore a 80 per carichi ruota maggiori di 4500 kg;*
- *presenza di drenaggi e assenza di gelo.*

Il criterio di dimensionamento della FAA è stato predisposto specificamente per le sovrastrutture degli aeroporti e si serve di nomogrammi fondati su principi ricavati, anch'essi, da misurazioni sperimentali.

S'indica che, nel settore stradale, si è cercato, specie in questi ultimi anni, di giungere a una più ragionevole impostazione del calcolo, principalmente per tener conto dell'influenza sullo spessore della differente natura dei singoli strati formanti la pavimentazione, e quindi, della loro dissimile resistenza meccanica.

I moderni indirizzi prendono le mosse dalla teoria di Boussinesq, secondo l'estensione di Burmister e, per questo, sono fondati sull'idea di perfetta elasticità, isotropia e omogeneità sia dell'ammasso che costituisce il sottofondo sia dei vari strati della pavimentazione.

Per la pratica applicazione, poi, ci si può servire di metodi (*Biroulia-Ivanov*) che definiscono un modulo di progetto impostato sulla freccia massima ammissibile al centro dell'area di carico, ovvero di modelli matematici più o meno articolati, il cui studio implica l'impiego di tipici programmi per l'elaborazione elettronica dei dati, e per mezzo dei quali sia possibile arrivare alle sollecitazioni e deformazioni cui i vari strati sono sottoposti.

Il problema, in ultima analisi, consta nel definire, dopo un prestabilito periodo di vita utile della pavimentazione, e perciò dopo un certo numero di ripetizioni del carico-tipo, la deformazione limite ammissibile.

Ci si è diretti, di conseguenza, verso la ricerca d'idonee metodiche di calcolo che tengano conto delle caratteristiche dei materiali che costituiscono i vari strati e dell'influenza su queste dei fattori esterni (per es., la temperatura) e dell'effetto fatica (ripetizione dei carichi).

Gli odierni sviluppi scientifici sulla reologia dei materiali visco-elastici, sostenuti da difficili modelli che permettono di svolgere i calcoli in maniera programmata per mezzo di calcolatori elettronici, non hanno avuto fino a questo momento pratica ed estesa applicazione.

Hanno permesso, tuttavia, di allargare le conoscenze sulle proprietà tecnologiche dei materiali, e in particolare di quelli legati a bitume, e sulle possibili e probabili connessioni che collegano le loro peculiarità meccaniche con le sollecitazioni termiche e a fatica.

Queste ricerche sono orientate verso il riconoscimento di adeguati fattori che, per mezzo di analisi dirette su pavimentazioni stradali assoggettate a condizioni differenti, consentano di definire un diretto rapporto fra modello e realtà.

Pochi programmi, in tal senso, impegnano anche il settore aeroportuale, ove il dimensionamento delle sovrastrutture si fonda, tuttora, su metodi semiempirici pur sottoposti continuamente all'esame dell'esperienza.

Sarebbe, in conseguenza di ciò, augurabile che indagini più approfondite, secondo l'orientamento sopra manifestato, siano portate a termine anche per le pavimentazioni degli aeroporti, ove il sostegno degli auspicati controlli, da svolgere in fase di progetto sul piano di sottofondo e in quella di esercizio sulla sovrastruttura ultimata, consentirebbe di avere a disposizione un ragguardevole numero di dati con i quali poter definire la desiderata correlazione in cui dovrebbero mostrarsi tutti i fattori che interessano: capacità portante del sottofondo e sua variabilità nel tempo, condizioni termoigrometriche, movimenti degli aerei e carichi trasmessi, variabilità delle caratteristiche meccaniche degli strati, ecc.²⁴.

Si desidererebbe, vale a dire, pure per il settore aeroportuale, la formulazione di un catalogo delle piste, in base al quale sarebbe possibile avere un continuo controllo e aggiornamento dei metodi di calcolo utilizzati con possibile estensione dei metodi analitici più completi nei quali far intervenire parametri finora trascurati o poco considerati.

1.5.2. Criteri per il dimensionamento

1.5.2.1. Dimensionamento seguendo la classificazione

FAA

Il procedimento della FAA per il dimensionamento delle sovrastrutture flessibili si fonda sulla classifica del terreno di sottofondo riportata al Par. 1.2.1.1,

²⁴ *Un tentativo di correlare alcuni dei fattori suddetti è stato fatto dall'Asphalt Institute ed ha condotto all'elaborazione di un procedimento per il dimensionamento della pavimentazione tutto asfalto (full-depth-asphalt pavement).*

dal 1978 rimpiazzato da un nuovo criterio, che sarà esposto nel paragrafo successivo, e prende le mosse dall'identificazione, tramite la conoscenza del terreno di sottofondo, della classe di appartenenza della pavimentazione (variabile da F_a , F_1 a F_{10}).

Questa classe e il valore del carico equivalente su ruota singola rappresentano i dati d'ingresso per l'impiego dei nomogrammi di dimensionamento delle sovrastrutture flessibili. In Fig. 1.5.2.1.1 è riportato uno di tali nomogrammi riguardanti le zone non critiche; quello di tipo a) fornisce lo spessore totale della pavimentazione, mentre quello di tipo b) permette di definire gli spessori dello strato di base e del manto. Nel dimensionamento che andremo a operare nelle pagine seguenti a proposito del caso di progetto non faremo riferimento a zone critiche o non critiche. Si prendano, quindi, queste considerazioni come fondamenti certamente corretti e validi nel campo della progettazione aeroportuale, ma di non diretta correlazione a quanto faremo nel seguito.

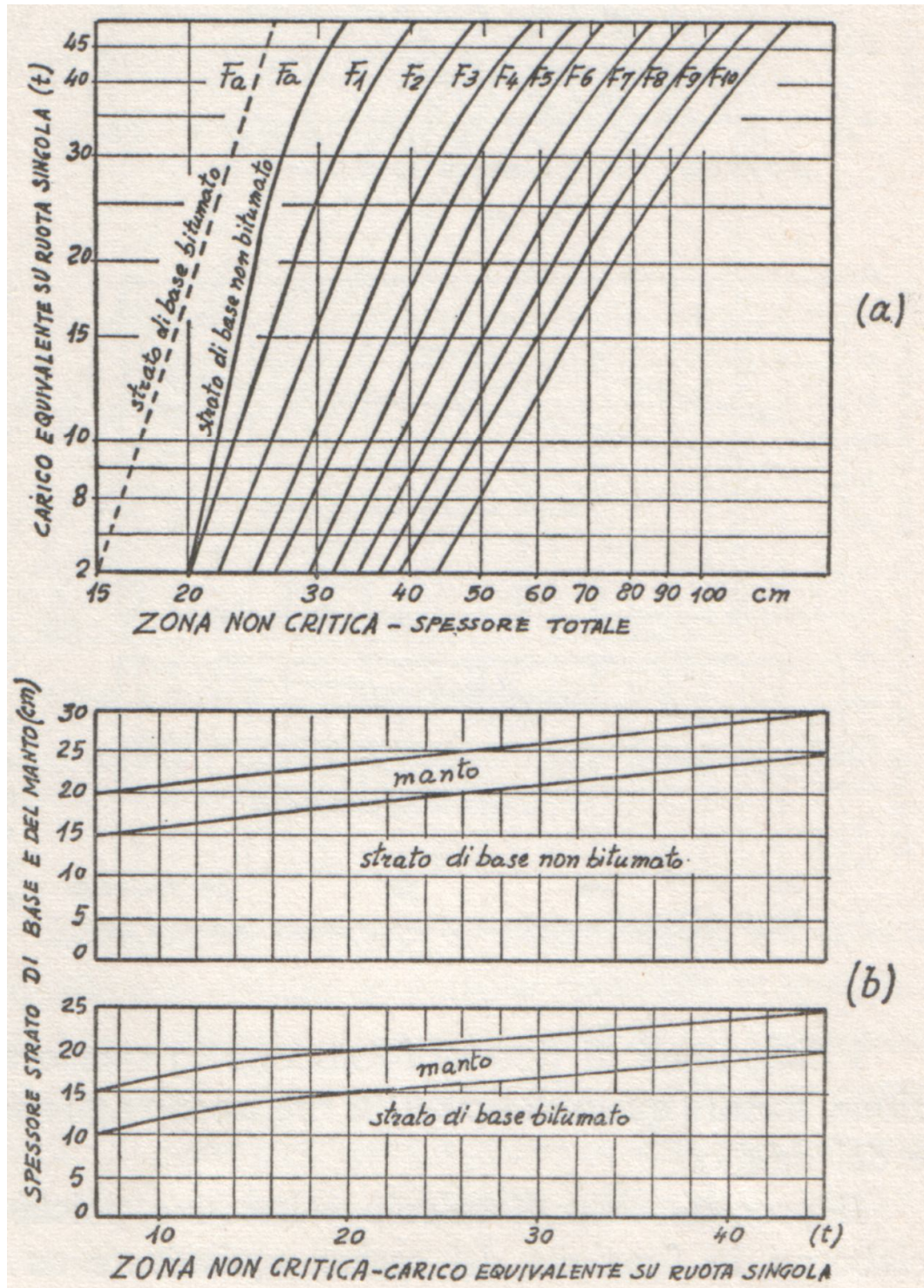


Fig. 1.5.2.1.1 - Metodo FAA per il dimensionamento di sovrastrutture flessibili per zone non critiche. Il diagramma a) permette di ottenere lo spessore totale in funzione del Q_{es} e della classe del sottofondo; i due diagrammi b) forniscono lo spessore dello strato di base (bitumato e non) e quello del manto [1].

Il metodo di calcolo è iterativo, poiché i diagrammi sono stati preparati in funzione del carico equivalente su ruota singola che, a sua volta, dipende dallo spessore della pavimentazione.

Per rendere semplice il procedimento, la FAA, tenuto conto delle caratteristiche dei più diffusi aerei di linea, ha presentato anche dei nomogrammi in cui si entra in funzione del carico totale; in Fig. 1.5.2.1.2 è riportato quello per aerei tricicli a ruote gemelle e in Fig. 1.5.2.1.3 per aerei a ruote doppio tandem.

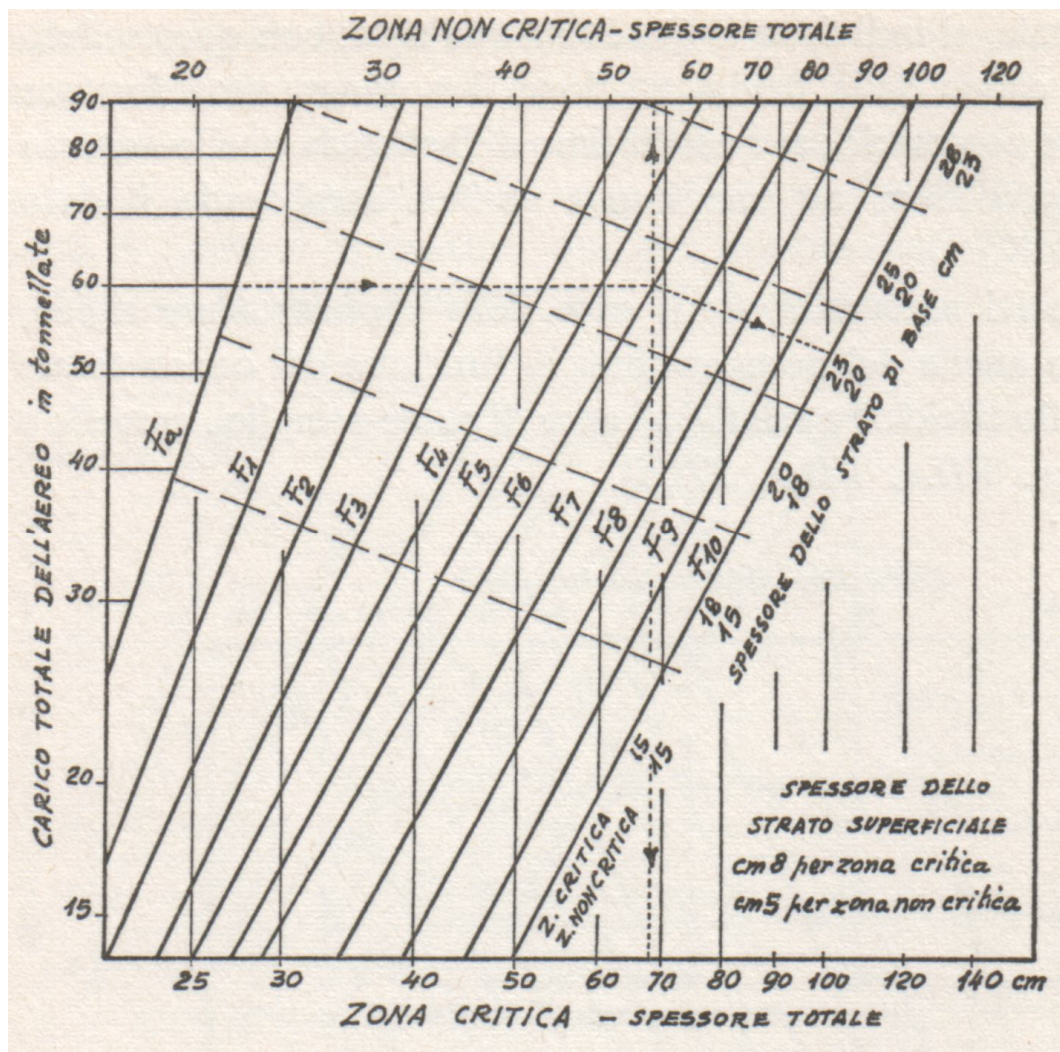


Fig. 1.5.2.1.2 – Metodo FAA per sovrastrutture flessibili in base al carico totale dell'aereo con carrello triciclo a ruote gemelle (zona critica e non) [1].

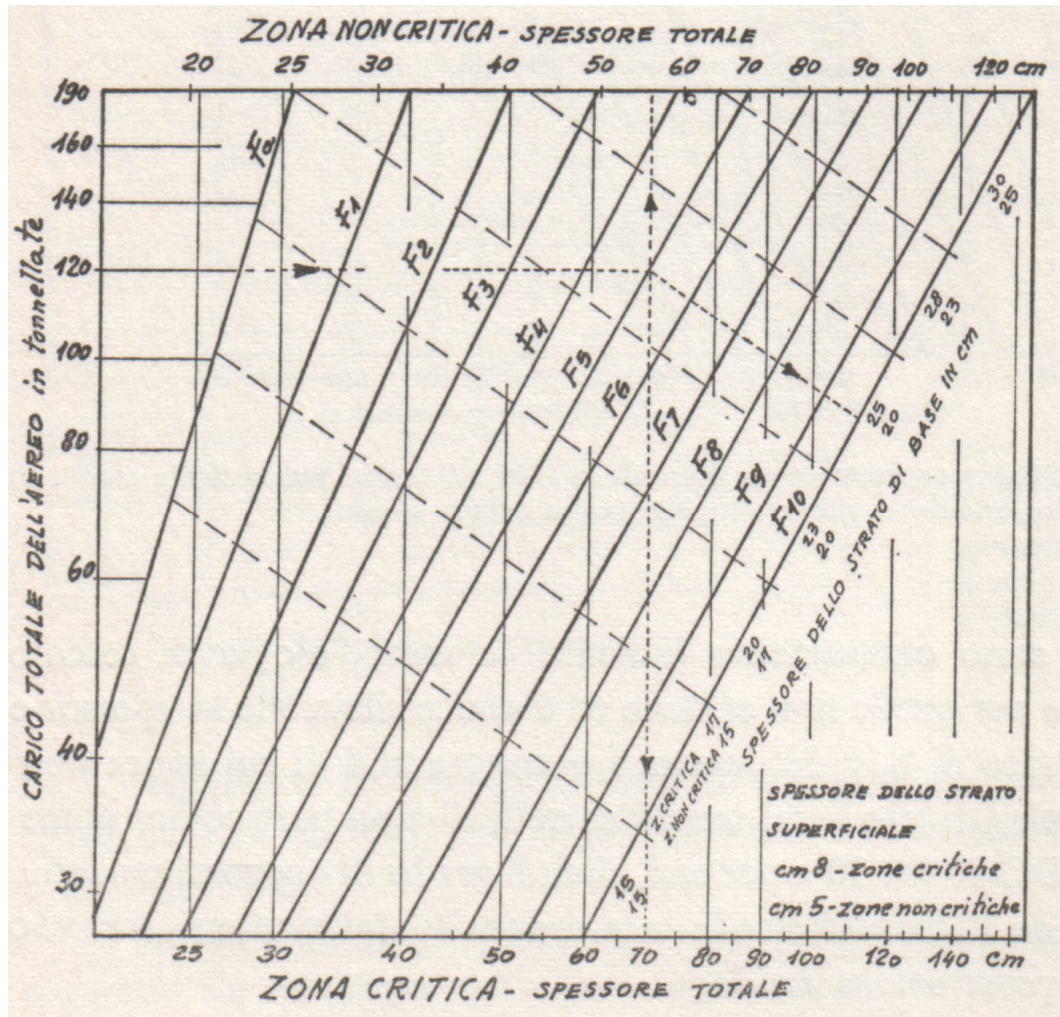


Fig. 1.5.2.1.3 – Metodo FAA per pavimentazioni flessibili in base al carico totale dell'aereo con carrello triciclo a ruote doppio tandem (zona critica e non) [1].

Nei diagrammi sono chiaramente indicate le metodiche di calcolo per le zone critiche e per quelle non critiche ed è altresì rilevabile lo spessore da conferire allo strato di base bitumato.

Si riporta, infine, in Fig. 1.5.2.1.4, un diagramma che permette il dimensionamento di pavimentazioni flessibili nel caso di aeroporti secondari. La curva F_a serve a definire, per di più, lo spessore per lo strato di base e per quello superficiale; per quest'ultimo, in ogni caso, si suggerisce di non scendere a valori inferiori di circa 2,5 cm (1'').

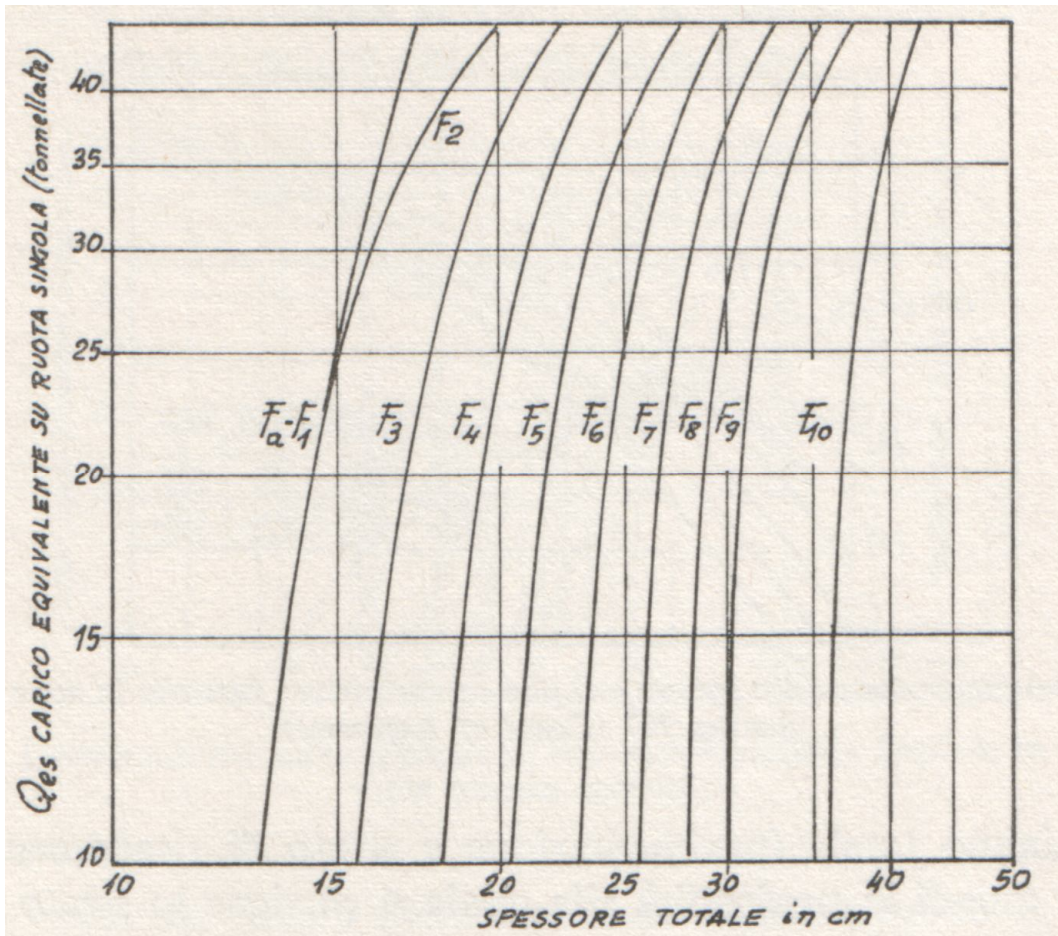


Fig. 1.5.2.1.3 – Metodo FAA per il dimensionamento di sovrastrutture flessibili in aeroporti secondari [1].

1.5.2.2. Il nuovo metodo FAA

Il metodo si sviluppa formulando le seguenti ipotesi:

- carico massimo al decollo dell'aereo di progetto;
- vita utile della sovrastruttura pari a venti anni nelle condizioni previsionali del traffico equivalente;
- definizione della portanza del piano di posa della sovrastruttura in base all'indice CBR, con opportune raccomandazioni sulla compattazione degli strati del sottofondo in terreni cedevoli e delle relative opere di drenaggio.

I nomogrammi proposti per carrello triciclo sono distinti secondo la disposizione delle ruote nella gamba di forza: ruota singola, ruote gemelle, ruote doppio tandem.

Per i grossi aerei, tipo Boeing 747 (carrello penta ciclo) o il DC-10 (carrello quadriciclo), la FAA ha predisposto delle curve particolari di dimensionamento.

Ai fini del calcolo dei decolli equivalenti, questi grossi aerei si considerano come aventi carrello triciclo con ruote a doppio tandem ed un peso al decollo di 136 t (circa 15,3 t per ruota).

Nei nomogrammi si entra in funzione dell'indice CBR del sottofondo, del carico massimo al decollo dell'aereo di progetto e del numero annuale di decolli equivalenti (1.200, 3.000, 6.000, 15.000, 25.000).

Qualora il numero annuale di decolli equivalenti superi 25.000, lo spessore della sovrastruttura dovrà essere aumentato percentualmente come segue:

partenze annuali	50.000	aumento del	4 %
	100.000		8 %
	150.000		10 %
	200.000		12 %

Per definire lo spessore della fondazione (per esempio in misto granulare naturale) si opererà nello stesso modo usato per ottenere lo spessore totale del pacchetto s_t , ma partendo dal valore dell'indice CBR dello strato; si otterrà uno spessore s_1 che rappresenta lo spessore combinato della base e dello strato superficiale, per cui lo spessore della sola fondazione s_f sarà:

$$s_f = s_t - s_1$$

Evidentemente, essendo fissato lo spessore s_s dello strato superficiale, la base avrà uno spessore $s_2 = s_1 - s_s$.

Si chiarisce che i nomogrammi FAA prevedono per la fondazione uno strato costituito da materiale granulare naturale e per la base un frantumato granulare, cioè un materiale frantumato senza alcuna particolare stabilizzazione. Se per la base si usa un materiale stabilizzato anche con l'aggiunta di legante, si potrà adottare uno spessore inferiore a quello rilevabile dai nomogrammi usando i seguenti fattori di equivalenza:

fattori di equivalenza per la fondazione:

conglomerato bituminoso	1,7 ÷ 2,3
misto bitumato	1,7 ÷ 2,3
misto cementato	1,6 ÷ 2,3
terra cemento	1,5 ÷ 2,0
misto granulare stabilizzato	1,5 ÷ 1,7

fattori di equivalenza per lo strato di base:

conglomerato bituminoso	1,2 ÷ 1,6
misto bitumato	1,2 ÷ 1,5
misto cementato	1,2 ÷ 1,6
misto naturale stabilizzato	1,0 ÷ 1,2

Si riportano i seguenti monogrammi di dimensionamento valevoli per aree critiche:

Fig. 1.5.2.2.1 – carrello triciclo a ruota singola;

Fig. 1.5.2.2.2 – carrello triciclo a ruote gemelle;

Fig. 1.5.2.2.3 – carrello triciclo a ruote doppio tandem;

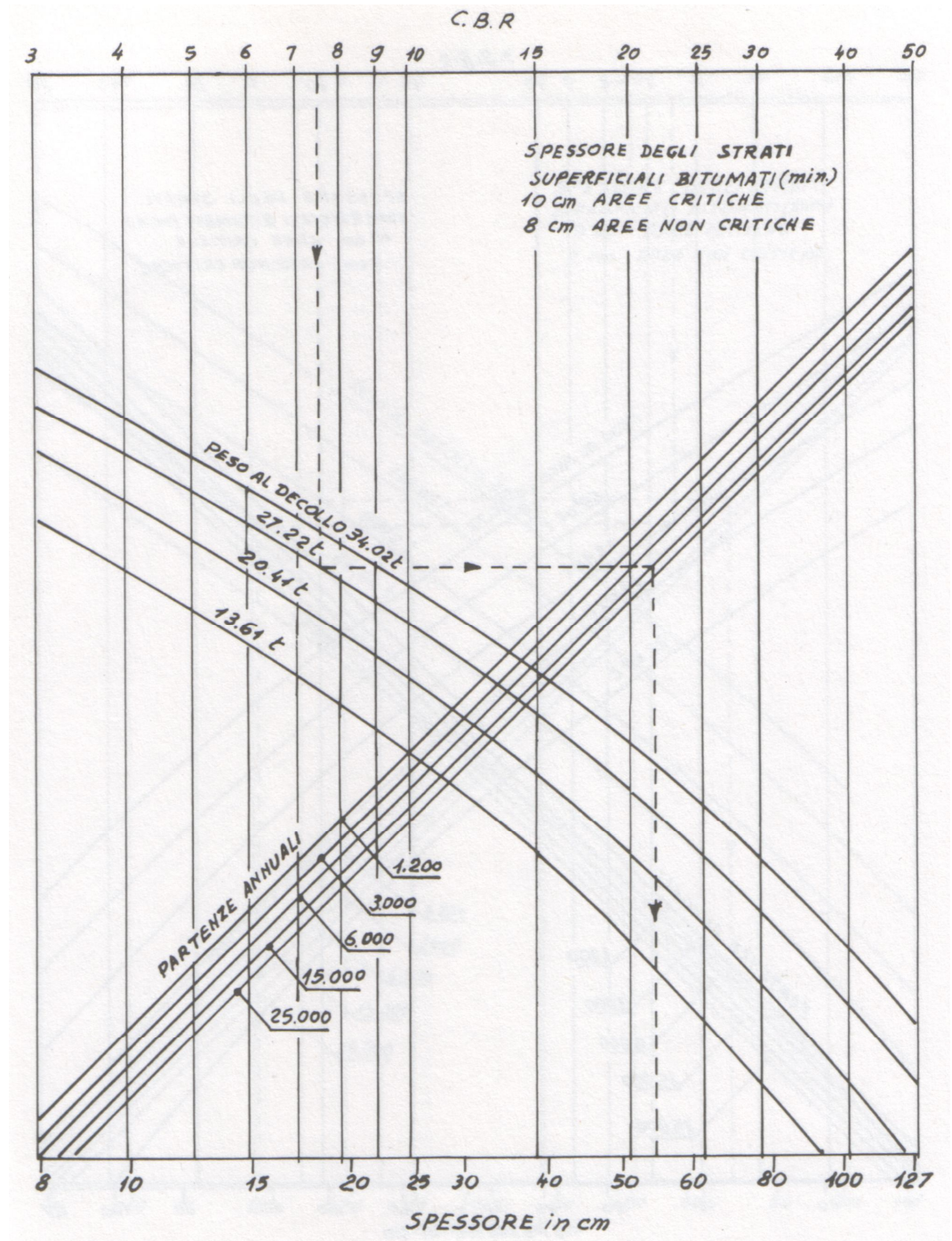


Fig. 1.5.2.2.1 – Nomogramma di dimensionamento di sovrastrutture flessibili in zona critica per aerei a carrello triciclo e gambe di forza a ruota singola (FAA) [3].

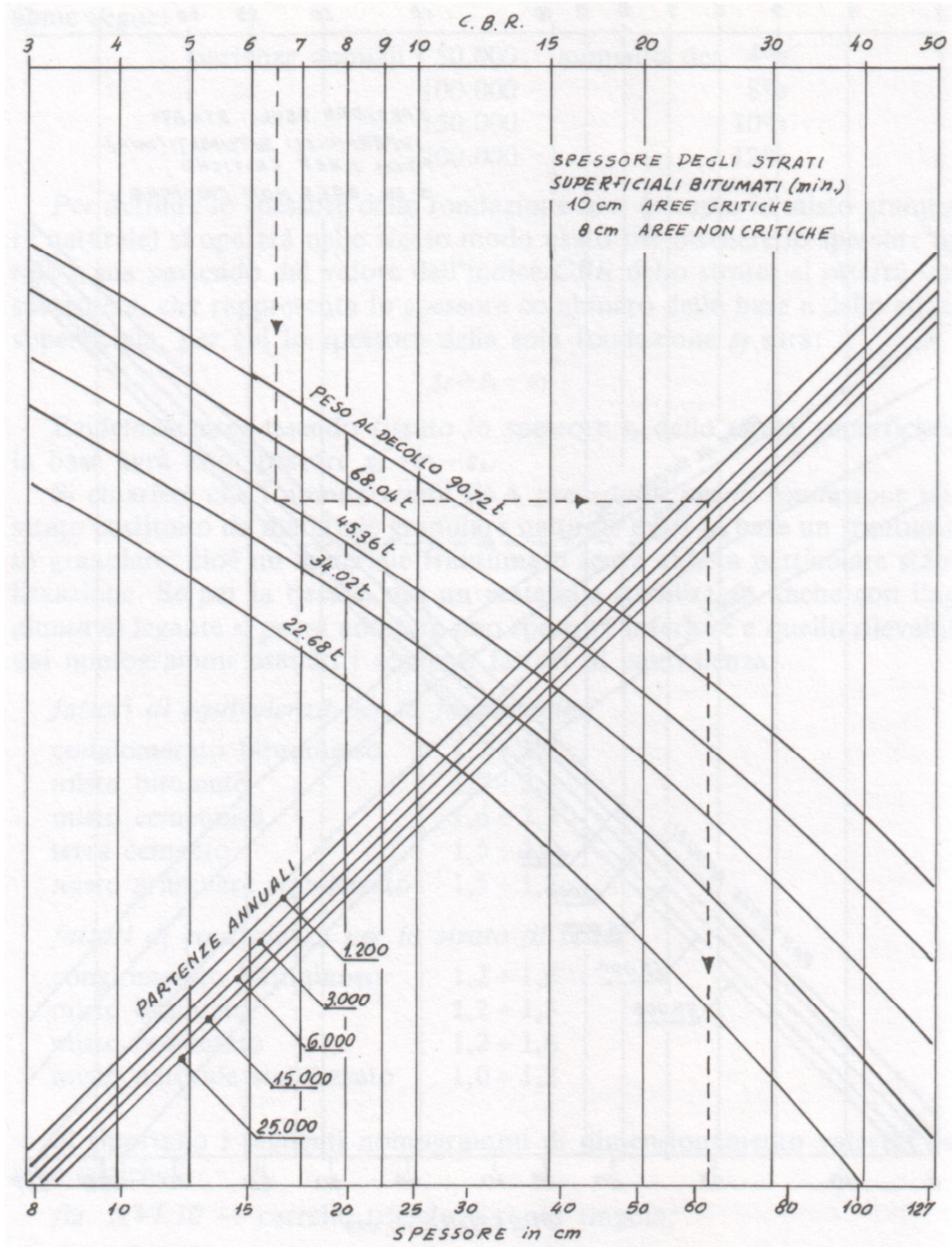


Fig. 1.5.2.2.2 – Nomogramma di dimensionamento di sovrastrutture flessibili in zona critica per aerei a carrello triciclo e gambe di forza a ruote gemelle (FAA) [3].

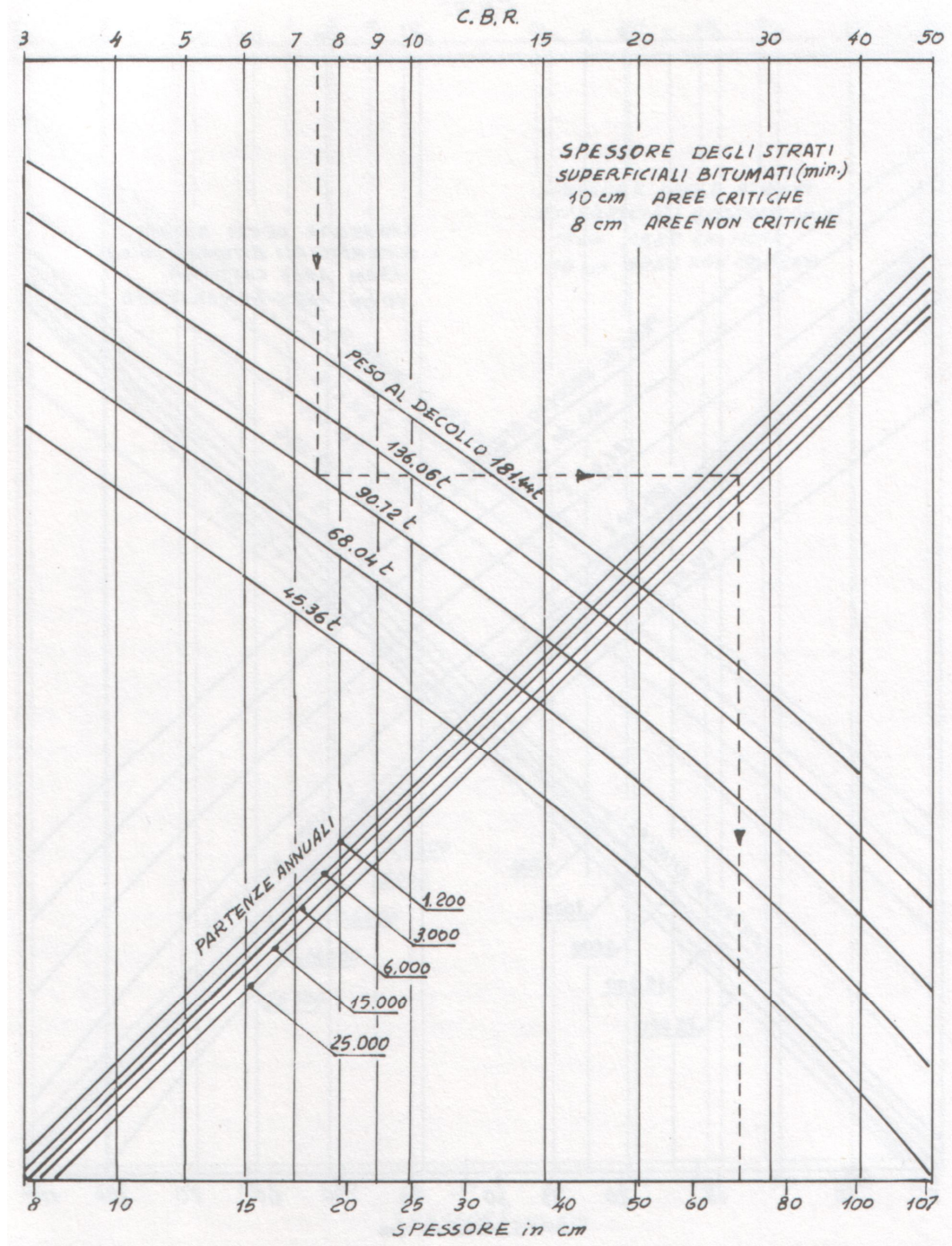


Fig. 1.5.2.2.3 – Nomogramma di dimensionamento di sovrastrutture flessibili in zona critica per aerei a carrello triciclo e gambe di forza a ruote doppio tandem (FAA) [3].

Inoltre in Fig. 1.5.2.2.4 è indicato un nomogramma che permette di definire lo spessore minimo da assegnare allo strato di base in misto bitumato od in misto stabilizzato a cemento, in funzione dello spessore totale s_t della pavimentazione.

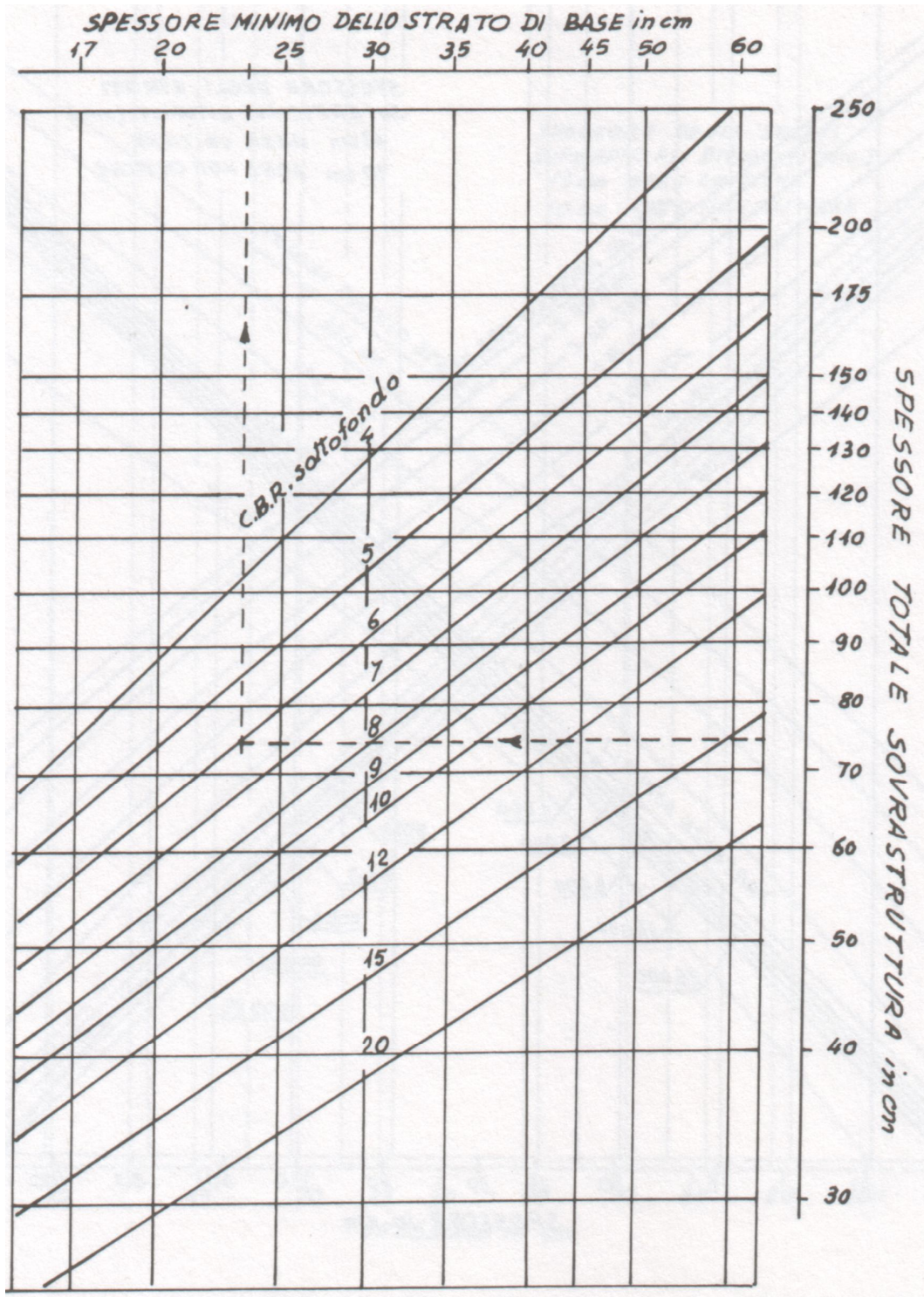


Fig. 1.5.2.2.4 – Nomogramma per la definizione dello spessore minimo da assegnare allo strato di base (misto bitumato o misto stabilizzato a cemento) in funzione dello spessore totale della sovrastruttura (zona critica), secondo la FAA [3].

Capitolo 2

Il software LEDFAA

Prima di addentrarci all'interno della trattazione, è bene precisare che buona parte del lavoro inerente al caso di studio è stata compiuta attraverso il software LEDFAA. In particolare questo strumento si è rivelato di grande utilità per il dimensionamento del pacchetto della sovrastruttura. È comunque necessario specificare che tutte le informazioni riportate nel capitolo precedente, in particolare per quanto riguarda i nomogrammi di progetto riportati poche pagine indietro, sono valide. Non solo. Esse rappresentano la base sulla quale è stato implementato questo software. Pertanto l'utilizzo di questo strumento non è in antitesi con quanto spiegato finora, bensì la sua interpretazione pratica.

2.1. Introduzione a LEDFAA

LEDFAA è un software per la progettazione di una sovrastruttura aeroportuale. Esso implementa la teoria del multistrato elastico basata su procedure di progettazione sviluppate sotto il patrocinio della *Federal Aviation Administration* (FAA) per la progettazione di pavimentazioni flessibili e rigide, nuove o già in uso (da riqualificare). Le procedure di analisi del multistrato elastico, come implementate nel programma, non sono altro che le direttive FAA sulla progettazione delle sovrastrutture aeroportuali riportate nell'aggiornamento n. 3 del Capitolo 7 della Circolare AC 150/5320-6D. Il nucleo del software è *Leaf*, un programma computazionale di analisi del multistrato elastico implementato, in questo caso, come una biblioteca a collegamento dinamico di *Microsoft Windows*

Active X, scritta in *Visual Basic 6.0*. Il resto del programma è scritto in *Visual Basic* e opera all'interno di *Microsoft Windows*. *Leaf* è caricato ed eseguito da LEDFAA quando richiesto e non è visibile all'utente.

Le informazioni di progetto sono inserite attraverso due finestre grafiche, una per la sovrastruttura vera e propria e una per la previsione di traffico che la interesserà. I valori di default e i ranges per i vari parametri d'input sono stati impostati in modo che i progetti realizzati con LEDFAA siano compatibili con quelli concretizzati tramite le procedure di progettazione contenute all'interno del Capitolo 3 della Circolare AC 150/5320-6D per aerei di nuova e vecchia generazione (B-727, DC-8, B-747, DC-10, ...). Le progettazioni in cui sono coinvolti aerei di nuova generazione, i quali hanno una configurazione del carrello principale triplo-doppio tandem (TDT), non sono compendiate all'interno delle procedure di progetto contenute nel Capitolo 3 della Circolare AC 150/5320-6D. Il Capitolo 7 della Circolare AC 150/5320-6D, insieme a LEDFAA, fornisce le informazioni necessarie per la progettazione della sovrastruttura quando sono presenti, all'interno del gruppo dei velivoli di progetto, degli aerei aventi una configurazione TDT .

A prescindere dalle procedure che sono implementate come software di computer al posto dei classici nomogrammi, la principale modifica nella progettazione di una pavimentazione, dal punto di vista della prospettiva dell'utente, consiste nel fatto che il concetto di “aereo critico di progetto” è stato sostituito dalla progettazione per danno a fatica, espressa in termini di un “fattore di danno cumulativo” (*Cumulative Damage Factor – CDF*) utilizzando la legge di Miner. Inoltre, le proprietà principali dei materiali che costituiscono gli strati della sovrastruttura sono ora espresse attraverso il modulo elastico al posto dell'indice CBR (*California Bearing Ratio*), per le pavimentazioni flessibili, e del parametro k , per le pavimentazioni rigide.

2.2. Le finestre del software

Il software è costituito da cinque finestre principali rigidamente collegate fra loro come mostrato in Fig. 2.2.1. Le finestre fondamentali per la progettazione

delle pavimentazioni sono STARTUP, STRUCTURE e AIRCRAFT. Le finestre NOTES e AIRCRAFT DATA sono utili per l’inserimento di dati aggiuntivi che descrivano la sovrastruttura e la previsione di traffico, nonché per la visualizzazione dei dati.

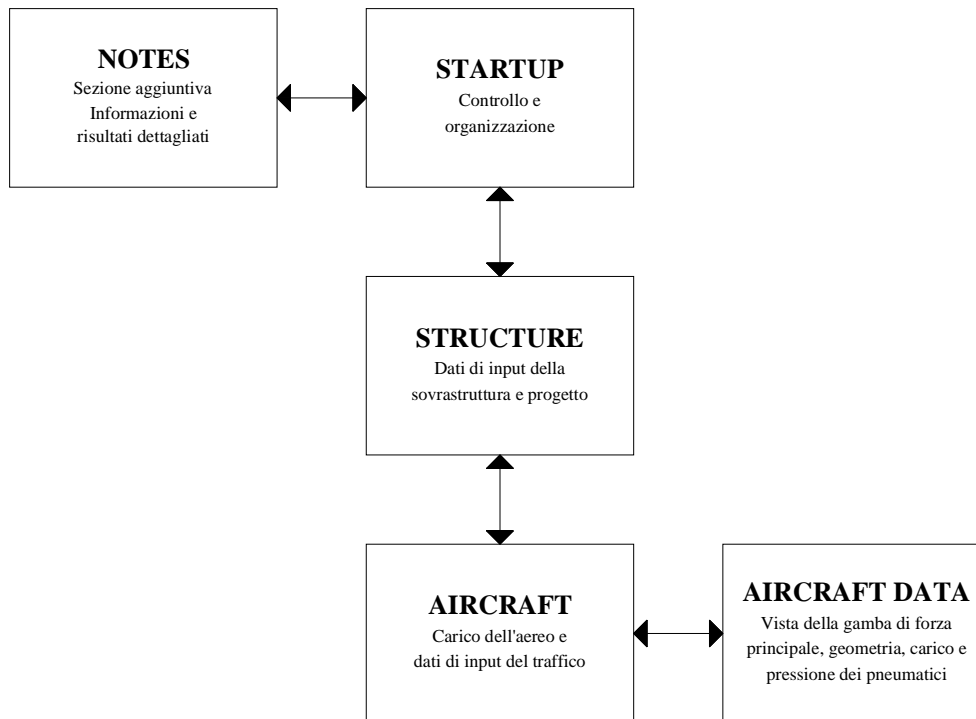


Fig. 2.2.1 – Finestre del programma e collegamenti [6].

Le operazioni all’interno di una finestra sono eseguite cliccando con il tasto sinistro su un “bottone di comando”.

2.2.1. Finestra STARTUP

La finestra STARTUP ha due funzioni. La prima è di consentire la selezione sia della finestra STRUCTURE sia della finestra NOTES. La seconda è di organizzare le unità d’immagazzinamento dei dati di base, che consistono in “Sezioni” integrate in “Lavori”. I Lavori sono files di testo ASCII che possono contenere fino a cento Sezioni. Tutti i files Lavoro esistenti nella directory di lavoro sono elencati nella parte sinistra della finestra. Uno speciale file Lavoro,

chiamato “Campioni”, è inizializzato all’interno del sistema e non esiste come file esterno. È sempre disponibile per creare nuovi dati di sezione. Ciò è necessario se non è presente alcun file di Lavoro, perché nuove pavimentazioni non possono essere create da zero. Le pavimentazioni Campioni sono anche utili come esercitazione e sono un buon punto di partenza per lo svolgimento del lavoro. I dati nelle sezioni Campioni non possono essere modificati e le pavimentazioni al loro interno non possono essere riprogettate. Le Sezioni sono fornite soltanto come base per le nuove progettazioni.

I dati di Sezione consistono nelle proprietà della sovrastruttura, nei modelli di aereo, nei pesi a pieno carico dei velivoli, nelle partenze e nella crescita percentuale del numero di queste partenze, entrambe riferite all’anno. Questi dati sono suddivisi per ogni tipologia di aereo.

I Lavori sono elencati nella sottofinestra nella parte sinistra della schermata. Tutte le Sezioni del Lavoro selezionato sono elencate nella sottofinestra nella parte destra della schermata.

Tra i vari bottoni di comando uno dei più importanti è il *Copy Section*. Infatti, come già anticipato, le nuove sovrastrutture non possono essere create da zero nella finestra STRUCTURE. Al contrario, le sovrastrutture esistenti in un lavoro sono copiate in un altro Lavoro (o duplicate e rinominate all’interno di un singolo Lavoro). L’elenco presente all’interno della sottofinestra Sezione mostra la tipologia della sovrastruttura per ogni sezione elencata, cosicché la tipologia di sovrastruttura desiderata possa essere selezionata prima di essere copiata, senza dover controllare la finestra STRUCTURE. Sono incluse all’interno della sottofinestra Sezioni sei tipologie di sovrastruttura:

- New flexible: nuova pavimentazione flessibile
- AC on flexible: copertura di conglomerato bituminoso su una pavimentazione flessibile esistente
- New rigid: nuova pavimentazione rigida
- AC on rigid: copertura di conglomerato bituminoso su una pavimentazione rigida esistente
- Unbonded on rigid: lastra di calcestruzzo armato su una pavimentazione rigida esistente

- Part bonded on rigid: lastra di calcestruzzo parzialmente armato su una pavimentazione rigida esistente.

Nel nostro caso di studio ipotizzeremo una sovrastruttura flessibile, per cui sceglieremo di duplicare la prima tipologia di sovrastruttura (*new flexible*).

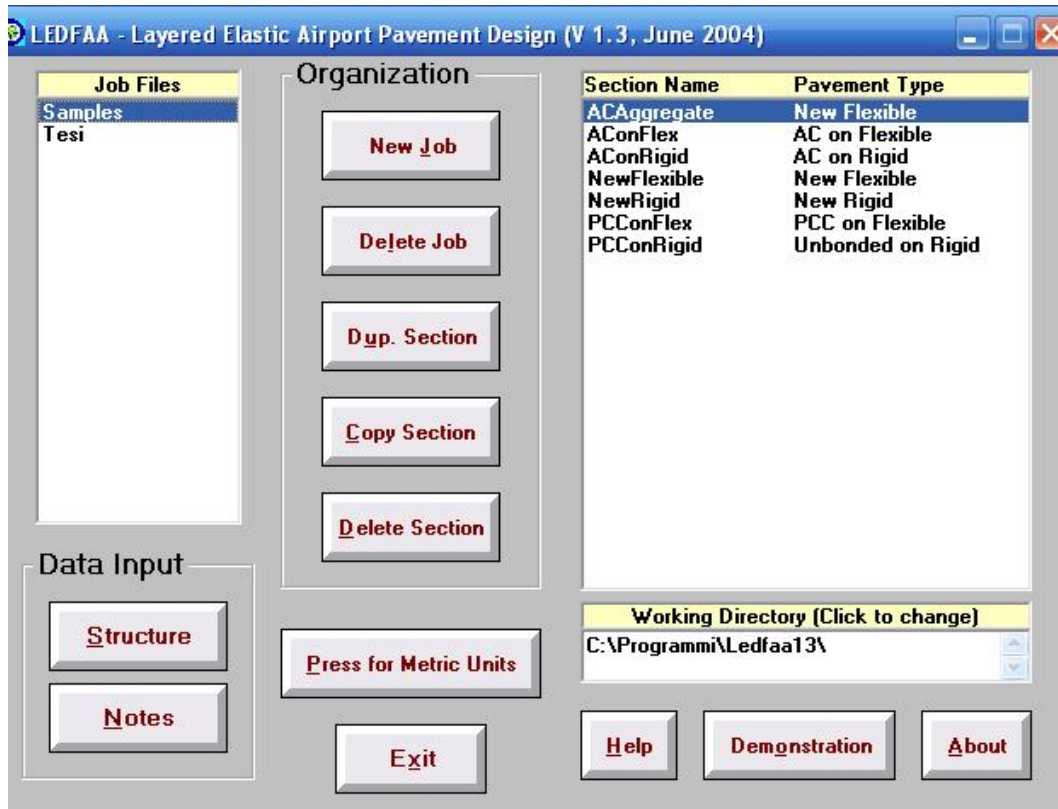


Fig. 2.2.1.1 – Finestra STARTUP [6].

2.2.2. Finestra STRUCTURE

La finestra STRUCTURE consente a una sovrastruttura di una pavimentazione di essere modificata e “riprogettata” per sostenere il carico applicato dal traffico che la interesserà. Nella parte sinistra della finestra è presente un elenco delle Sezioni nel Lavoro in uso. Nella parte destra della finestra si ha uno schema della sovrastruttura con tutti gli strati presenti e i valori di tutti i parametri che si possono modificare, ossia il tipo di materiale, lo spessore dello strato e il modulo elastico (l’ultimo strato, che rappresenta il sottofondo, prevede, al posto dello spessore, il valore dell’indice CBR, direttamente legato al

modulo elastico). Cliccando a sinistra sul nome di una nuova Sezione nell'elenco cambia la tipologia di sovrastruttura mostrata a destra.

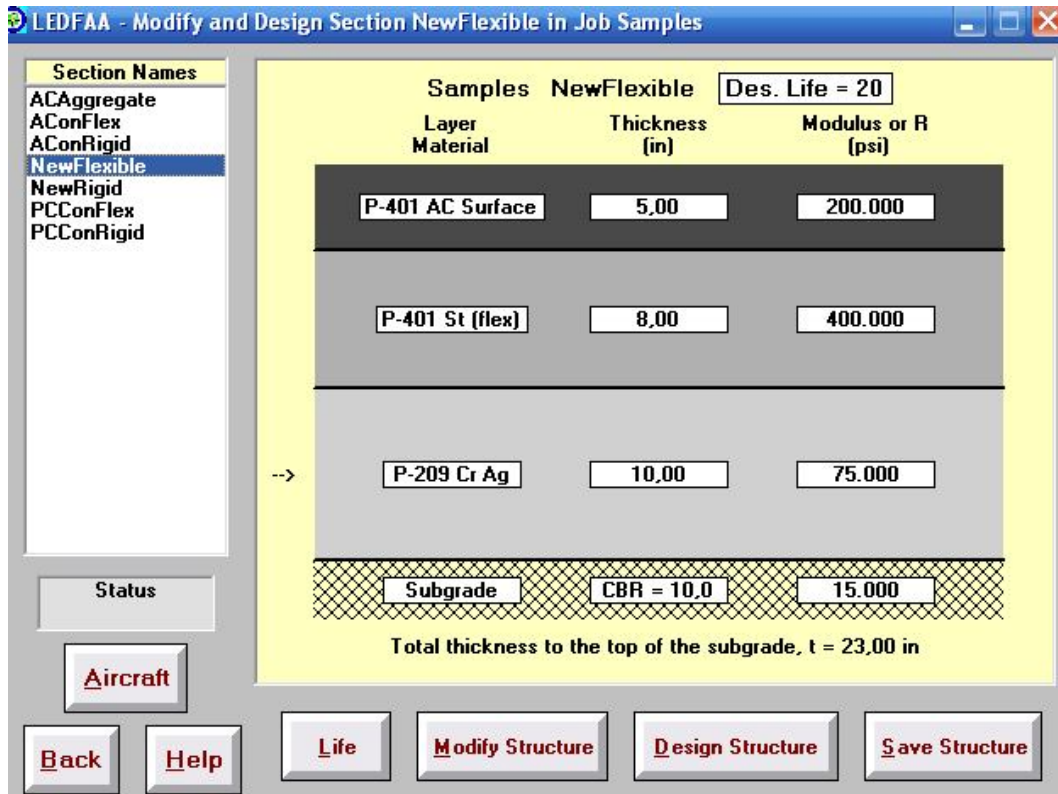


Fig. 2.2.2.1 – Finestra STRUCTURE [6].

Tra i vari bottoni di comando uno dei più importanti bottoni di comando è il *Modify Structure*. Una sovrastruttura può essere modificata attraverso l'apposita finestra, alla quale si accede cliccando il bottone di comando *Modify Structure*. Una volta cliccato, esso si trasforma nel bottone di comando *End Modify*, mentre il bottone di comando a fianco, *Design Structure*, si trasforma nel bottone di comando *Add/Delete*. Le uniche modifiche consentite prima di cliccare su *End Modify* riguardano la sovrastruttura. Altre modalità che consentono l'ingresso nella finestra di modifica consistono nel cliccare due volte o un nome di Sezione (modificando anche la sovrastruttura visualizzata) oppure il disegno della sovrastruttura (attraverso la quale inizia una sequenza di modifica associata a tale operazione).

Le modifiche che possono essere operate su una sovrastruttura sono:

- cambiare il materiale che costituisce uno strato

- cambiare lo spessore di uno strato
- cambiare il valore del modulo elastico di uno strato (ad eccezione degli strati in conglomerato bituminoso e di quelli in PCC – *Portland Cement Concrete*)
- cambiare la resistenza a flessione di uno strato in PCC
- duplicare (e quindi aggiungere) uno strato esistente.

I tipi di strato e i valori di modulo elastico devono essere selezionati compatibilmente con le metodologie di progettazione basate sul multistrato elastico e con le raccomandazioni sulla progettazione di una pavimentazione della FAA.

Le proprietà della sovrastruttura sono modificate cliccando sul disegno della sovrastruttura stessa sopra le finestre mostrate all'interno dello strato stesso.

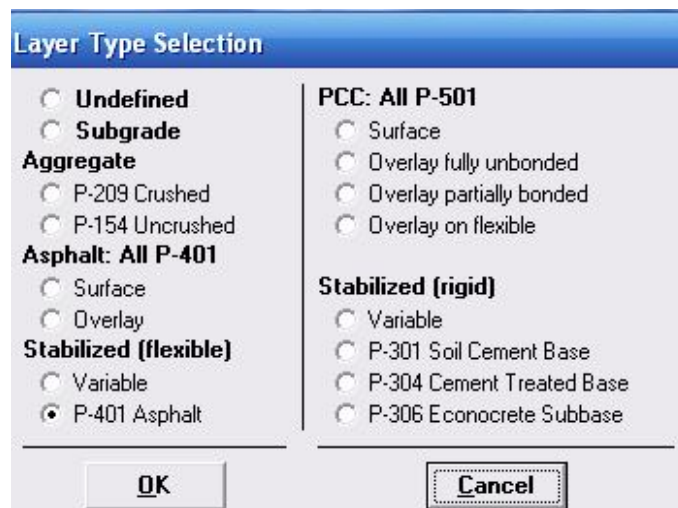


Fig. 2.2.2.2 – Finestra che consente la selezione del tipo di strato [6].

Cliccando sul disegno della sovrastruttura in corrispondenza della colonna riguardante il materiale dello strato, si apre la finestra raffigurata in Fig. 2.2.2.2. Per cambiare il tipo di strato, è sufficiente cliccare in corrispondenza del materiale che vogliamo selezionare e, in seguito, cliccare OK. Alcune combinazioni di strati non sono consentite in una sovrastruttura (ad esempio uno strato di aggregato sulla superficie). Tuttavia, la sovrastruttura non è controllata dal software durante la selezione degli strati e questi ultimi possono essere modificati senza alcun impedimento fino alla chiusura della finestra, che si ottiene cliccando sul bottone

End Modify all'interno della schermata principale. Un controllo completo della sovrastruttura è realizzato solo in seguito e comparirà un messaggio in primo piano nel caso in cui la sovrastruttura non sia valida per la progettazione. Il motivo per cui la sovrastruttura non è valida è contenuto all'interno del messaggio. Non si può abbandonare la finestra di modifica finché la sovrastruttura non è corretta, da un punto di vista di compatibilità per gli strati, per la progettazione.

Quando si clicca, invece, sul valore o dello spessore dello strato o del suo modulo elastico, compare una sottofinestra che fornisce delle informazioni sulle regole di correzione dei valori. In alcuni casi, i valori del modulo elastico non possono essere cambiati manualmente ed è fornita una spiegazione su come il programma assegna i valori in modo automatico.

Lo spessore dello strato inferiore è supposto infinito e non può essere, quindi, assegnato alcun valore dall'utente. In questo caso, per quanto riguarda questo strato, in corrispondenza della colonna che si riferisce agli spessori, è possibile visualizzare l'indice CBR o il valore del parametro k, a seconda che si tratti di una pavimentazione flessibile o rigida. Poiché quest'ultimo parametro è strettamente legato al modulo elastico, è sufficiente modificare solo il valore dell'indice CBR (o di k) per modificare quello del modulo elastico.

La vita utile di progetto, espressa in anni, è visualizzata nella parte alta del disegno della sovrastruttura e può essere attribuito qualsiasi valore temporale all'interno di un campo che va da uno a cinquant'anni. Tuttavia, la vita utile di una pavimentazione all'atto della fase di progettazione è fissata in venti anni. Se s'impone una vita utile diversa da quella appena indicata, comparirà un messaggio che ci ricorda che questa non è la vita utile consueta per la quale si progetta una sovrastruttura (*Non Standard Life*).

2.2.3. Finestra AIRCRAFT

La finestra AIRCRAFT consente la creazione e la modifica della lista degli aerei per la Sezione che si sta considerando all'interno del Lavoro. Altre Sezioni o Lavori non possono essere selezionati dalla finestra AIRCRAFT. Se si vuole

cambiare Sezione, è necessario ritornare alla finestra STRUCTURE, mentre se si vuole cambiare Lavoro, bisogna ritornare alla finestra STARTUP.

Gli aerei sono selezionati da una libreria e posti nella lista degli aerei di progetto. Ad eccezione del peso a pieno carico, del numero di partenze e della crescita percentuale, indicate entrambe con riferimento ad un anno, tutte le altre informazioni necessarie, relative agli aerei, per la progettazione sono già comprese all'interno del software come parte della libreria e non possono essere modificate. Nella parte in alto a sinistra della finestra è presente un elenco di gruppi di aerei. Selezionando uno di questi, compariranno tutti gli aerei presenti all'interno di quel gruppo nella finestra sottostante.

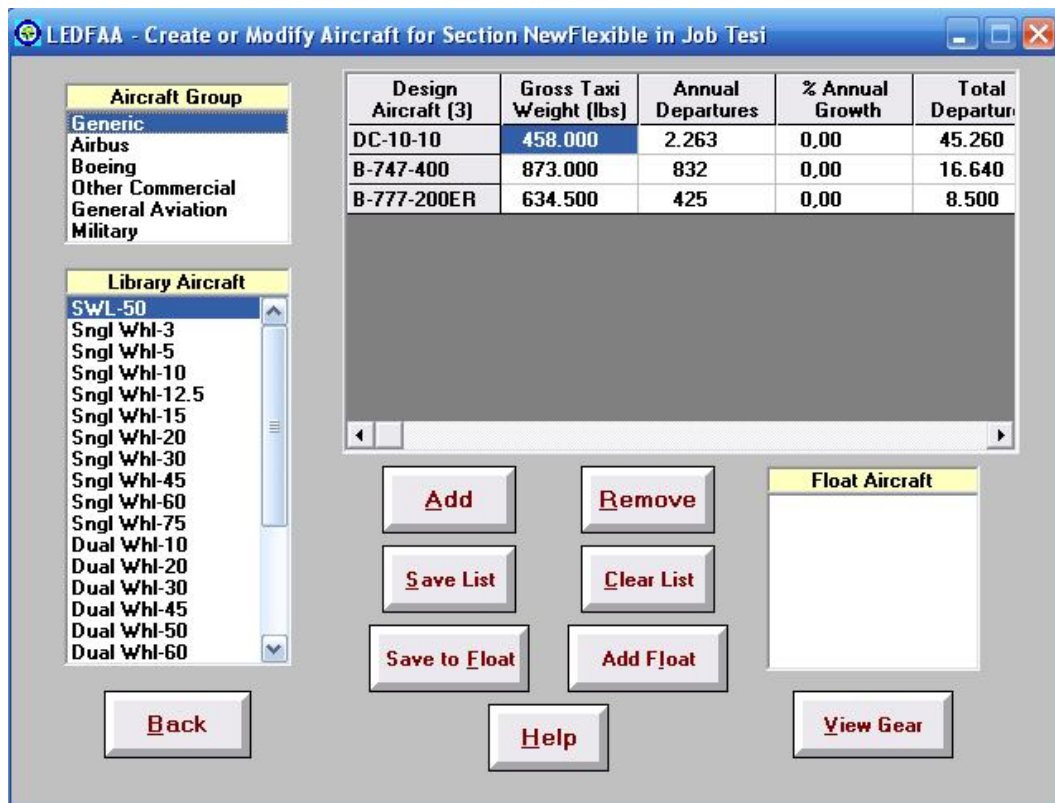


Fig. 2.2.3.1 – Finestra AIRCRAFT [6].

Nella parte in alto a destra della finestra è presente una tabella che elenca tutti gli aerei di progetto selezionati per la progettazione della sovrastruttura, con i relativi dati. Gli aerei sono trasferiti dalla libreria alla lista di progetto cliccando prima il tipo d'aereo e, dopo, premendo il bottone di comando *Add*, oppure selezionando due volte il tipo d'aereo in basso a sinistra.

Spostandoci nella schermata in alto a destra, i valori dei dati nelle prime tre colonne della tabella degli aerei di progetto (peso a pieno carico, partenze e crescita percentuale, riferite a un anno) possono essere modificati cliccando sulla casella concernente il valore da cambiare. In seguito a quest'operazione comparirà una sottofinestra d'input, la quale fornirà le istruzioni per l'inserimento dei relativi dati e i rispettivi valori limite. Scorrendo con il cursore di movimento verso destra, compariranno altre colonne all'interno della tabella relative alle partenze totali, calcolate in base alla vita utile della pavimentazione che abbiamo precedentemente impostato, la pressione dei pneumatici, la percentuale di carico che grava sulla gamba di forza, il distanziamento fra le ruote nella configurazione a due ruote e in quella tandem, l'area di impronta a terra del pneumatico, determinata in termini di lunghezza e larghezza. Nessuna di queste ultime impostazioni, come già anticipato, può essere modificata.

Per tutti gli aerei presenti all'interno della libreria, la frazione del peso a pieno carico sostenuta dalla gamba di forza principale è stata impostata al 95%, al fine di rendere le metodologie di progettazione di LEDFAA compatibili con quelle suggerite dalla circolare AC 150/5320-6D. Le dimensioni dell'area d'impronta a terra dello pneumatico sono quelle usate per il calcolo del rapporto P/C (passaggi/ricoprimenti) per l'aereo in questione. Si assume un'area di contatto di forma ellittica, calcolata come rapporto fra peso dello pneumatico e la sua pressione. Al contrario, in *Leaf* sono utilizzate aree di contatto circolari, giacché il modello di multistrato elastico è asimmetrico.

Nella lista di progetto possono essere presenti, al massimo, venti aerei. La lista della libreria contiene aerei rappresentativi delle più comuni categorie di velivoli, sia commerciali sia militari. Possono essere eseguite delle sostituzioni per gli aerei non presenti negli elenchi, sia considerando un velivolo di caratteristiche simili sia scegliendone uno dalla categoria *Generic*. I dati riguardanti il gruppo *Generic* derivano dalla circolare AC 150/5320-6D.

Le partenze annuali sono definite dal tasso di partenza annuale. Il valore mostrato in tabella individua le partenze annuali per l'aereo selezionato all'inizio della vita utile della pavimentazione. La crescita annuale percentuale del numero di partenze è definita come la variazione percentuale delle partenze annuali in

funzione della vita utile della pavimentazione. Valori negativi rappresentano, ovviamente, un calo nelle partenze annuali. Il numero totale delle partenze per l'aereo selezionato è fornito dalla seguente equazione:

$$N = \left(1 + b \times \frac{L}{200} \right) \times a \times L$$

dove:

N = numero di partenze totali

L = vita utile di progetto

a = partenze annuali iniziali

b = percentuale di crescita annuale delle partenze

Una percentuale negativa di crescita annuale delle partenze molto elevata può portare a un valore negativo delle partenze dell'aereo prima del raggiungimento della vita utile della pavimentazione. Il programma rileva questa condizione in automatico e assume un numero di partenze pari a zero per l'aereo dal momento in cui il tasso di partenze diventa zero fino alla fine della vita utile di progetto.

Se la lista degli aerei di progetto contiene un solo mezzo, compare il messaggio “*Non Standard Aircraft List*”. Anche in questo caso, cliccando sulla casella del messaggio stesso, ne comparirà uno più esteso spiegando le motivazioni per cui questa scelta d'aereo non è una configurazione di progetto di norma.

2.2.4. Finestra NOTES

La finestra NOTES è utile per visualizzare un riassunto delle informazioni di progetto per la Sezione su cui si sta lavorando, nonché per inserire e “salvare” informazioni di carattere generale attinenti al progetto che si sta realizzando.

Nella parte sinistra della finestra è presente un elenco delle Sezioni che costituiscono il Lavoro selezionato. Nella parte destra della finestra è presente una casella di testo che contiene sia le informazioni di progetto sia le eventuali note per la Sezione su cui si sta lavorando. Le informazioni di progetto non possono essere cancellate e sono estrapolate direttamente dal record dei dati della Sezione.

Le note sono inserite dall'utente e possono contenere fino a 30.000 caratteri per ogni Sezione (da cinque a venti pagine). Il testo è inserito e caricato nella finestra di scrittura *Windows Notepad*.

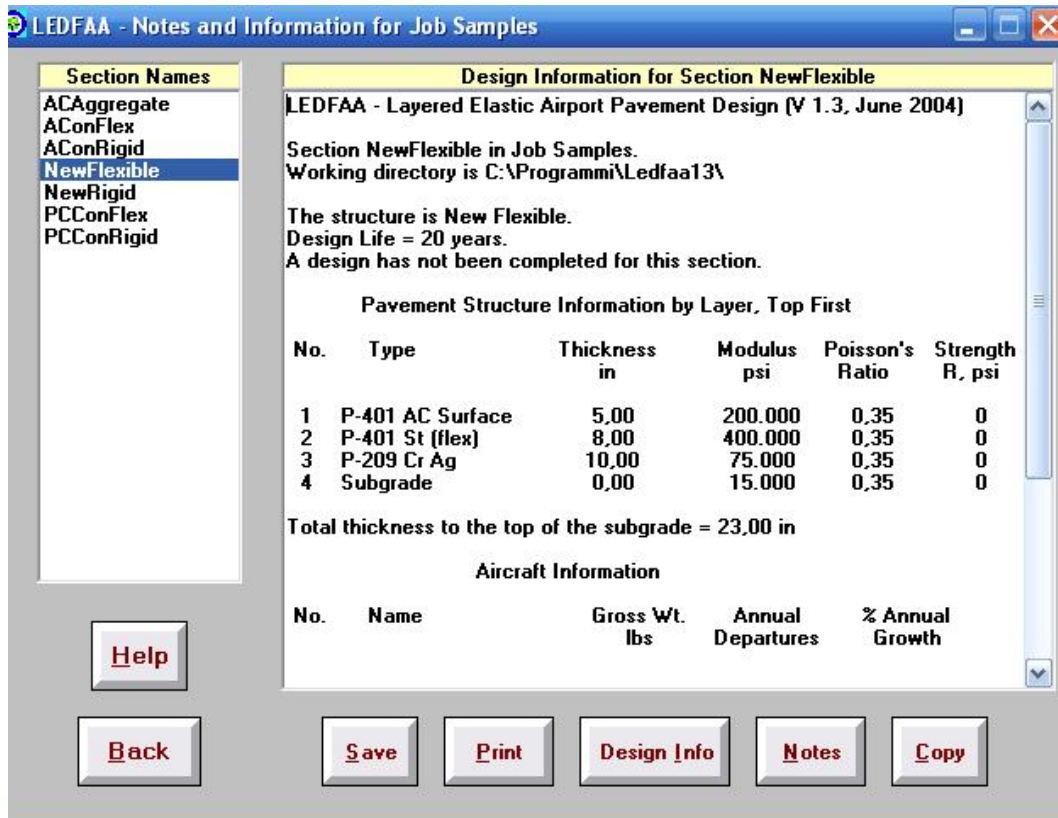


Fig. 2.2.4.1 – Finestra NOTES [6].

2.2.5. Finestra AIRCRAFT DATA

La finestra AIRCRAFT DATA mostra la struttura della gamba di forza principale per l'aereo selezionato all'interno della lista di progetto. La conformazione della gamba di forza e l'area d'impronta a terra sono rappresentate in scala. Un'immagine di questa rappresentazione può essere copiata per essere inserita in documenti all'interno del computer, oppure stampata su carta cliccando, ovviamente, il bottone di comando *Print*. I pesi a pieno carico possono anche essere modificati cliccando sulle caselle che contengono i dati dei pesi a pieno carico raffigurati nella parte in basso a sinistra della finestra.

Le proiezioni orizzontali delle posizioni dei punti sui quali sono calcolate le risposte della pavimentazione (i punti di valutazione) sono raffigurate nella schermata principale della finestra come piccoli punti neri. Le posizioni precise dei punti di valutazione sono elencate nei files dei risultati.

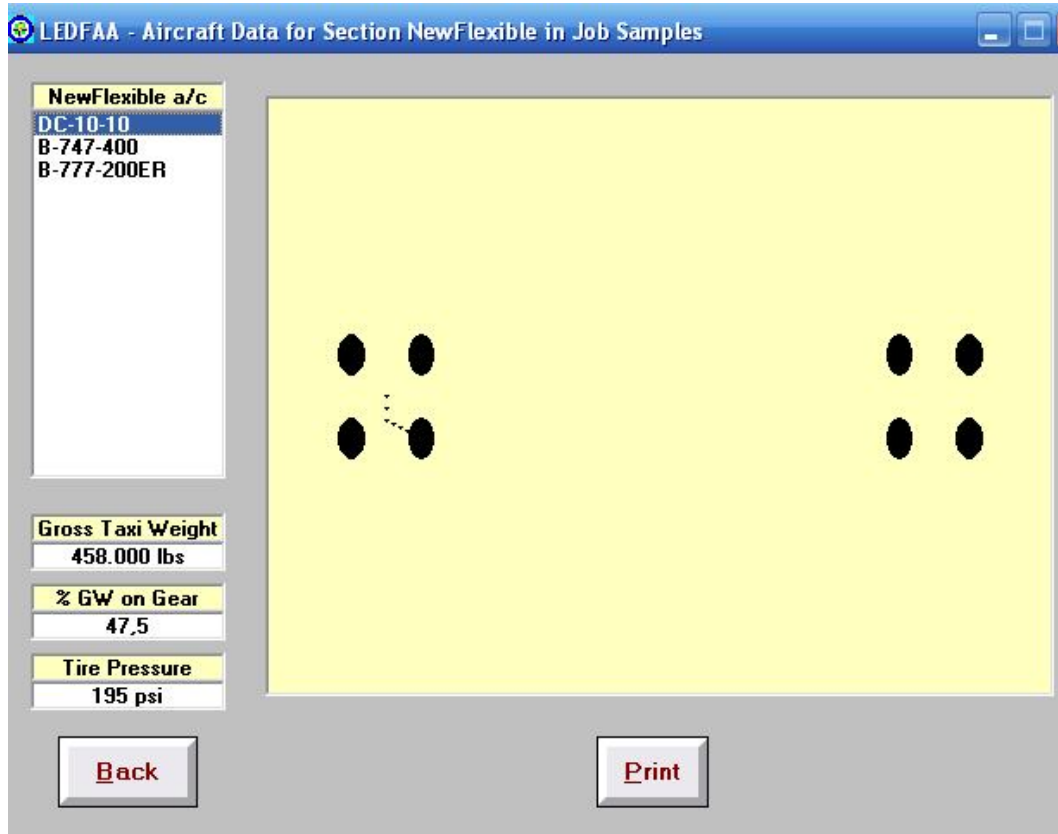


Fig. 2.2.5.1 – Finestra AIRCRAFT DATA [6].

2.3. CDF (Cumulative Danger Factor)

Il fattore di danno cumulativo (CDF – *Cumulative Danger Factor*) è un parametro che valuta la vita utile della pavimentazione in funzione del danno a fatica. È espresso come il rapporto fra le ripetizioni di carico applicate e le ripetizioni di carico ammissibili che portano a rottura la sovrastruttura. Questo rapporto può svilupparsi come segue:

$$\begin{aligned}
 CDF &= \frac{\text{numero di ripetizioni di carico applicate}}{\text{numero di ripetizioni ammissibili che portano a rottura}} = \\
 &= \frac{(\text{partenze annuali}) \times (\text{vita in anni})}{(\text{rapporto passaggi/ricoprimenti}) \times (\text{ricoprimenti che portano a rottura})} = \\
 &= \frac{\text{ricoprimenti applicati}}{\text{ricoprimenti che portano a rottura}}
 \end{aligned}$$

Quando:

- CDF = 1, la pavimentazione ha raggiunto il termine della sua vita utile
- CDF < 1, la pavimentazione non ha ancora raggiunto il termine della sua vita utile e il valore di CDF mi fornirà la percentuale di vita utile trascorsa e, per differenza, quella residua (ad esempio CDF = 0,8 mi dirà che la pavimentazione è già all'80% della sua vita utile)
- CDF > 1, la pavimentazione ha raggiunto e oltrepassato il termine della sua vita utile

È da notare come, in queste definizioni appena esposte, ci si riferisce al termine della vita utile in relazione ad un particolare concetto di rottura, il quale si basa sugli assunti e le definizioni sulle quali sono basate le metodologie di progetto. Un valore di CDF più grande di 1 non significa, necessariamente, che la pavimentazione non è più in grado di sostenere il traffico che la interessa, bensì che la pavimentazione è danneggiata in relazione al danno che abbiamo considerato come punto di riferimento nelle metodologie di progetto e all'interno dei vincoli d'incertezza nelle assunzioni che abbiamo fatto, ad esempio, sulle proprietà del materiale. Tuttavia, la progettazione della sovrastruttura è basata sull'assunto che il danno si ha al raggiungimento di CDF = 1.

Si tiene conto delle diverse tipologie di aereo utilizzando la legge di Miner al posto del concetto di aereo critico di progetto, come nelle procedure attuali, oppure considerando la relazione:

$$CDF = CDF_1 + CDF_2 + \dots + CDF_N$$

dove CDF_i è il CDF per ogni tipologia di aereo considerato all'interno del progetto ed N è il numero di categorie d'aereo considerate.

È da notare che lo stesso modello di aereo con due differenti configurazioni di carico rappresenta due diverse tipologie di aereo. Questo perché sarà applicato alla pavimentazione un diverso contributo di carico, a causa delle due differenti combinazioni di peso a pieno carico.

Ogni modalità di rottura nella metodologia di progetto avrà un CDF diverso. Ad esempio, nella progettazione di pavimentazioni flessibili, gli spessori sono calibrati per rendere il CDF per danno al sottofondo uguale a 1. È poi eseguito un calcolo aggiuntivo per ottenere il CDF per la rottura della superficie in conglomerato bituminoso. Se il CDF del conglomerato bituminoso è minore di 1, la rottura di tale materiale avverrà dopo quella del sottofondo.. Ma se esso, invece, risulta maggiore di 1, allora la rottura del conglomerato bituminoso avverrà prima di quella del sottofondo; dovranno, perciò, essere apportate delle correzioni agli strati di base e fondazione, in modo che il CDF del conglomerato bituminoso sia minore di 1 nella progettazione finale.

Nell'implementazione del programma, il CDF è calcolato su strisce di larghezza 10 pollici (254 mm) lungo la pavimentazione, per una larghezza totale di 820 pollici (circa 21 m). Il CDF di progetto è il valore massimo ottenuto fra tutte le ottantadue strisce che costituiscono la pavimentazione.

2.4. Tipi di strato

Per la costruzione della sovrastruttura sono disponibili sedici diverse tipologie di strato. Alcune di queste tipologie possono essere sistemate in qualunque punto della sovrastruttura, mentre altre possono essere collocate soltanto in punti specifici. Il controllo dei valori dei parametri di default è più semplice quando si ha un controllo sulla disposizione degli strati. Un po' di flessibilità è concessa tramite l'inserimento del tipo di strato *Undefined* (indefinito). Le uniche restrizioni su questa tipologia sono il coefficiente di Poisson, fissato a 0,35, e il modulo elastico, che deve essere compreso fra 1.000 e

4.000.000 psi¹, pari a 27.576,00 MPa (i valori di default e i limiti dei valori per tutti i tipi di strato sono mostrati nelle caselle di testo per l'inserimento dei dati, le quali compaiono cliccando il bottone di comando *Modify Structure*). Tuttavia, le tipologie di strato indefinite non soddisfano gli standard FAA per la progettazione delle pavimentazioni aeroportuali. Nonostante questo, sfrutteremo queste caratteristiche nella progettazione concernente il nostro caso di studio.

Tutte le tipologie di strato, ad eccezione di quello generico, sono legate, in qualche modo, alle tipologie di strato specificate nella Circolare AC 150/5320-6D.

Quando vi siano delle differenze fra il LEDFAA e la circolare AC 150/5320-6D, dovranno essere seguite le linee guida di quest'ultima. Per esempio, gli spessori minimi per una particolare tipologia di pavimentazione dovranno essere sempre impostati in accordo ai requisiti della Circolare, non considerando i valori minimi di spessore di default definiti in LEDFAA².

2.4.1. Strati di sottofondo

Il valore del modulo elastico del sottofondo, nella progettazione di pavimentazioni flessibili, può essere determinato in un numero svariato di modi. La procedura che è applicata nella maggior parte dei casi è quella di usare il valore dell'indice CBR disponibile e sostituirlo nella seguente relazione:

$$E = 1.500 \cdot CBR$$

dove E è espresso in psi.

Questa metodologia fornirà valori di progetto compatibili con l'attuale metodologia basata sul valore dell'indice CBR del sottofondo. Possono essere

¹ psi: acronimo di pound per square inch, locuzione inglese che significa libbre per pollice quadrato, ed è l'unità di misura della pressione nel sistema consuetudinario anglosassone.

1 psi = 1 lb/in² = 6894 N/m² = 6894 Pa = 0,006894 MPa = 0,06894 bar = 0,07307 kg/cm²

² Per altre informazioni si veda:

- W. R. BARKER, W. N. BRABSTON, Development of a structural design procedure for flexible pavements, Report no. FAA-RD-74-199, September 1975
- F. PARKER Jr., W. R. BARKER, R. C. GUNKEL, E. C. Odom, Development of a structural design procedure for rigid airport pavements, Report no. FAA-RD-77-81, April 1977
- R. S. ROLLINGS, Design of overlays for rigid airport pavements, Report no. DOT/FAA/PM-87/19, April 1988
- W. R. BARKER, C. R. GONZALEZ, Pavement design by elastic layer theory, Proceedings, ASCE Conference on aircraft/pavement interaction, Kansas City, 1991

utilizzati anche il modulo resiliente e i dati derivanti da prove non distruttive (NDT), laddove l'attendibilità delle misure sia alta.

Le equazioni per la trasformazione dell'indice CBR, per le pavimentazioni flessibili, e del parametro k , per le pavimentazioni rigide, nel modulo elastico sono basate su dati sperimentali e sono state utilizzate nello sviluppo dei modelli di danneggiamento per le metodologie di progetto basate sul multistrato elastico. Tali modelli raffigurano la relazione fra le risposte ottenute dalla pavimentazione (deformazioni o tensioni) e i ricoprimenti che portano a rottura la stessa, misurate in prove a larga scala.

Come già anticipato, l'indice CBR è utilizzato nelle pavimentazioni flessibili, mentre il parametro k è usato per le pavimentazioni rigide.

2.4.2. Strati in conglomerato bituminoso

Sono incluse, all'interno del software, due tipologie di strati in conglomerato bituminoso: conglomerato bituminoso di superficie e conglomerato bituminoso di copertura. Entrambi hanno le stesse proprietà, con modulo elastico fissato a 200.000 psi (1.378,80 MPa) e il coefficiente di Poisson fissato a 0,35. Il conglomerato bituminoso di copertura può essere posto sopra un conglomerato bituminoso di superficie o sopra un PCC di superficie. Il conglomerato bituminoso di superficie può essere collocato soltanto nella parte superiore della struttura o sotto uno strato di conglomerato bituminoso di copertura.

2.4.3. Strati in aggregato

2.4.3.1. Aggregato frantumato e non frantumato

L'aggregato frantumato presente in LEDFAA corrisponde al materiale catalogato nella Circolare AC 150/5370-10D come P-209, Strato di base in aggregato frantumato.

L'aggregato non frantumato presente in LEDFAA corrisponde al materiale catalogato nella Circolare AC 150/5370-10D come P-154, Strato di fondazione.

Il modulo elastico degli strati in aggregato frantumato e non frantumato è calcolato in automatico e non può essere cambiato manualmente.

2.4.3.2. Valori di modulo elastico per gli strati in aggregato

I valori di modulo elastico degli strati in aggregato sono calcolati in automatico.

Gli strati in aggregato possono essere collocati in un qualunque punto della sovrastruttura della pavimentazione, tranne che in superficie o nello strato inferiore. Si applicano le seguenti restrizioni aggiuntive:

- nella sovrastruttura possono essere presenti solo uno strato di aggregato frantumato e uno strato di aggregato non frantumato. Ciò è necessario per assicurare la compatibilità con le metodologie del modulo elastico. Ovviamente, il numero massimo degli strati in aggregato può essere di due, uno di ciascun tipo;
- se gli strati di aggregato frantumato e non frantumato sono adiacenti, il primo dovrà stare al di sopra del secondo (per essere compatibile con la procedura dei moduli elastici.)

Per avere una maggiore efficienza nella progettazione degli spessori, si utilizza, durante la progettazione, un processo a due fasi nella determinazione degli strati in aggregato.

2.4.4. Strati stabilizzati

All'interno di LEDFAA sono incluse due tipologie di strati stabilizzati, classificati come stabilizzato per le pavimentazioni flessibili e stabilizzato per le pavimentazioni rigide. Le classificazioni sono derivate dal fatto che i valori di modulo elastico corrispondono ai valori equivalenti della metodologia in uso (direttamente dalla Circolare AC 150/5320-6D) nel confronto fra le progettazioni in atto e le procedure LED. Sia i valori di modulo elastico per gli strati che hanno un modulo elastico variabile sia quelli di modulo elastico per gli strati a modulo

elastico fisso, sono forniti a proposito delle tipologie di materiale standard definite all'interno della Circolare AC 150/5370-10D.

Poiché i valori di modulo elastico sono determinati in conformità a metodologie di progetto degli spessori paragonabili alle attuali, i dati derivanti dalle classiche prove di laboratorio per materiali stabilizzati non dovrebbero essere utilizzati nella definizione dei dati d'input per la progettazione con LEDFAA. Al contrario, dovranno essere seguite le raccomandazioni citate all'interno della Circolare AC 150/5320-6D e dovranno essere legate ai valori di modulo elastico come segue.

Per la progettazione di pavimentazioni flessibili, il valore minimo del modulo elastico di 150.000 psi (1.034,10 MPa) fa riferimento a uno strato di base con un fattore di equivalenza di 1,2, mentre il valore massimo di 400.000 psi (2.757,60 MPa) corrisponde a uno strato di base con un fattore di equivalenza di 1,6. La scelta del valore del modulo elastico per lo strato di base può avere un effetto rilevante sullo spessore totale della pavimentazione flessibile.

Quando si crea un nuovo strato con modulo elastico variabile, esso è automaticamente impostato con il valore minimo.

2.4.5. Strati indefiniti

Questa tipologia di strato è inserita all'interno del software LEDFAA per consentire l'utilizzo di strati che non siano costituiti dai materiali più comuni utilizzati nell'ambito della progettazione stradale e per verificare gli effetti dell'uso di tali materiali, siano essi non comuni o di nuova generazione. Le proprietà di questo tipo di strato sono:

<u>valore minimo del modulo elastico:</u>	1.000 psi (6,89 MPa)
<u>valore massimo del modulo elastico:</u>	4.000.000 psi (27576,00 MPa)
<u>coefficiente di Poisson:</u>	0,35 (fisso)
<u>spessore minimo:</u>	2 pollici (50,8 mm)

Non ci sono restrizioni sulla disposizione degli strati indefiniti all'interno della sovrastruttura. Se uno strato indefinito è il più elevato nella sovrastruttura della pavimentazione, è selezionata automaticamente la metodologia di progetto di pavimentazione, del tipo *New flexible* o *AC on flexible*. Per pavimentazioni flessibili, e utilizzando l'opzione *Life*, si riescono a calcolare valori di CDF per il conglomerato bituminoso con un modulo elastico diverso dal fissato valore di 200.000 psi (1378,80 MPa). È molto importante riconoscere che la progettazione degli spessori di una pavimentazione flessibile eseguita con un valore del modulo elastico dello strato di superficie più grande di 200.000 psi (1378,80 MPa) sarà una metodologia di progetto non conservativa se confrontata con quella attuale della FAA.

Il valore del modulo elastico per gli strati in conglomerato bituminoso, come funzione della temperatura, può essere stimata usando la relazione³:

$$\text{Log}_{10}(E) = 1,53658 - 0,006447T - 0,00007404T^2$$

dove:

E = modulo elastico del conglomerato bituminoso, in 10^5 psi

T = temperature del conglomerato bituminoso, in gradi Fahrenheit

Sfruttando le proprietà del logaritmo si ottiene il valore esplicito del modulo elastico, sempre in psi:

$$E = 10^{(1,53658 - 0,006447T - 0,00007404T^2)}$$

Le metodologie di progetto eseguite quando fra i due strati superficiali di una sovrastruttura è presente uno strato indefinito sono riepilogate qui di seguito:

³ *Si veda in proposito* M. W. WITCZAK, Report II, Asphalt Mixture Material Characterization, University of Maryland, May 1989

Strato di superficie	Secondo strato	Metodologia di progetto
Indefinito	Asfalto di superficie	<i>AC on Flexible</i>
Indefinito	PCC di superficie	<i>AC on Rigid</i>
Indefinito	Qualsiasi	Non valida
Indefinito	Qualsiasi tranne il superiore	<i>New flexible</i>
Asfalto di superficie	Indefinito	<i>New flexible</i>
PCC di superficie	Indefinito	<i>New rigid</i>
Asfalto di copertura	Indefinito	<i>AC on flexible</i>
PCC di copertura	Indefinito	<i>PCC on flexible (New rigid)</i>

Tab. 2.4.5.1 – Metodologie di progetto per strati indefiniti

Se una sovrastruttura contiene uno o più strati indefiniti, compare il messaggio “*Non - standard structure*”, poiché non è una sovrastruttura canonica. Cliccando sul messaggio ne comparirà un altro, più lungo del precedente, che spiegherà i motivi per i quali la sovrastruttura è identificata come “inconsueta”. Tale messaggio è visibile anche nella casella di testo *Design Info* nella finestra NOTES.

2.5. Procedura generale di progettazione

2.5.1. *New flexible*

Le deformazioni verticali nel sottofondo e quelle orizzontali alla base degli strati superficiali sono i criteri di progettazione la tipologia di pavimentazione *New flexible*. Con il valore del modulo elastico del conglomerato bituminoso fissato, per default, a 200.000 psi (1378,80 MPa), soltanto le deformazioni orizzontali diventano il criterio dominante, quando la sovrastruttura è molto profonda ed è sottoposta a carichi imponenti. Sotto queste condizioni, le deformazioni orizzontali aumentano all’aumentare della profondità della pavimentazione, al contrario delle deformazioni nel sottofondo. Può esserci anche

una sovrapposizione dei CDF dei vari strati, da evitare allo scopo della nostra progettazione. Per questi motivi la deformazione del sottofondo è utilizzata per ottenere un valore del CDF di sottofondo di 1. Inviando al *Leaf* una sola valutazione sulla profondità, il tempo di elaborazione, per sovrastrutture profonde e composte di molti strati, si dimezza (se confrontato al calcolo delle deformazioni nel sottofondo e negli strati di conglomerato bituminoso ogni volta). Quando è stato soddisfatto il criterio per il sottofondo ($CDF < 1$), si esegue un calcolo finale per determinare il CDF degli strati in conglomerato bituminoso (usando ancora una sola valutazione sulla profondità). Se si salva la sovrastruttura dopo la progettazione, senza operare alcuna modifica, i dati di Sezione sono bloccati in un record all'interno del file di Lavoro. Il valore del CDF per il conglomerato bituminoso può essere visualizzato nella casella di testo *Design Info* nella finestra NOTES. Una conseguenza del ritardo nel calcolo del CDF per il conglomerato bituminoso, in seguito al compiacimento del criterio per il sottofondo, è che il processo di progettazione da parte del software continua a essere in corso dopo che il sottofondo ha raggiunto il suo valore finale. Comparirà, quindi, un messaggio che riferirà del calcolo del CDF per il conglomerato bituminoso. Tale valore sarà mostrato solo al termine del calcolo.

Per la progettazione di nuove pavimentazioni flessibili, lo spessore dello strato vicino al sottofondo è corretto, al fine di rendere il CDF di quest'ultimo circa uguale a 1. Il controllo dell'errore sta nel fatto che la progettazione terminerà quando il CDF sarà compreso fra 0,995 e 1,005. Se lo strato vicino al sottofondo presenta uno spessore inferiore rispetto al valore minimo, lo spessore dello strato superiore a questo sarà dimezzato o impostato al suo valore minimo, e il calcolo proseguirà. Se il CDF è minore di 1, per entrambi gli strati corretti, al loro relativo valore minimo di spessore, è mostrato il valore del CDF e la procedura termina. Tale procedura non è intesa a ottimizzare la progettazione, ma solo per preservare da dati d'input inappropriati.

La relazione utilizzata per determinare il numero di ricoprimenti che portano a rottura la sovrastruttura in funzione di un ben preciso valore di deformazione verticale all'interfaccia sottofondo-fondazione è la seguente:

$$C = \left(\frac{0,004}{\varepsilon_v} \right)^{8,1}$$

quando $C \leq 12.100$

$$C = \left(\frac{0,002428}{\varepsilon_v} \right)^{14,21}$$

quando $C > 12.100$,

dove:

C = numero di ricoprimenti che portano a rottura la sovrastruttura

ε_v = deformazione verticale all'interfaccia sottofondo-fondazione

La relazione utilizzata per determinare il numero di ricoprimenti che portano a rottura la sovrastruttura per un determinato valore di deformazione orizzontale alla base degli strati in conglomerato bituminoso è la seguente:

$$\log_{10}(C) = 2,68 - 5 \times \log_{10}(\varepsilon_h) - 2,665 \times \log_{10}(E_A)$$

dove:

C = numero di ricoprimenti che portano a rottura

E_A = modulo elastico del conglomerato bituminoso, in psi

ε_h = deformazione orizzontale alla base degli strati in conglomerato bituminoso

Capitolo 3

Il caso di studio

3.1. Considerazioni generali

L'area industriale "Baiona", il cui nome deriva dalla via a essa adiacente, è la sede dello stabilimento di Ravenna del gruppo Marcegaglia. Essa si estende su una superficie di oltre 550.000 m², 200.000 dei quali coperti, fra la riva sinistra del porto-canale e la zona industriale, la quale costeggia il mare a nord della città; lo stabilimento è dotato delle più moderne strutture impiantistiche e delle più avanzate tecnologie produttive per il decapaggio¹ chimico, la laminazione a freddo, la ricottura statica, la zincatura e la preverniciatura dei rotoli d'acciaio, oltre che di un grande tubificio per la fabbricazione di tubi saldati e di un centro servizi per la spianatura e il taglio dei *coils* al carbonio. Nelle Figg. 3.1.1 e 3.1.2 è possibile visionare la posizione dello stabilimento, prima in un'inquadratura d'insieme e, in seguito, in una visione di dettaglio.

¹ Decapaggio: è un'operazione effettuata per eliminare, tramite soluzioni di acido (cloridrico in Italia, solforico negli Stati Uniti), tensioattivi (saponi che aumentano la bagnabilità) e inibitori di corrosione, o altre sostanze chimiche, la calamina, o scaglia di laminazione, e i residui di ruggine dai prodotti siderurgici laminati a caldo. È uno dei metodi comunemente impiegati per la preparazione delle superfici di acciaio su cui si deve applicare il rivestimento protettivo anticorrosivo [8].

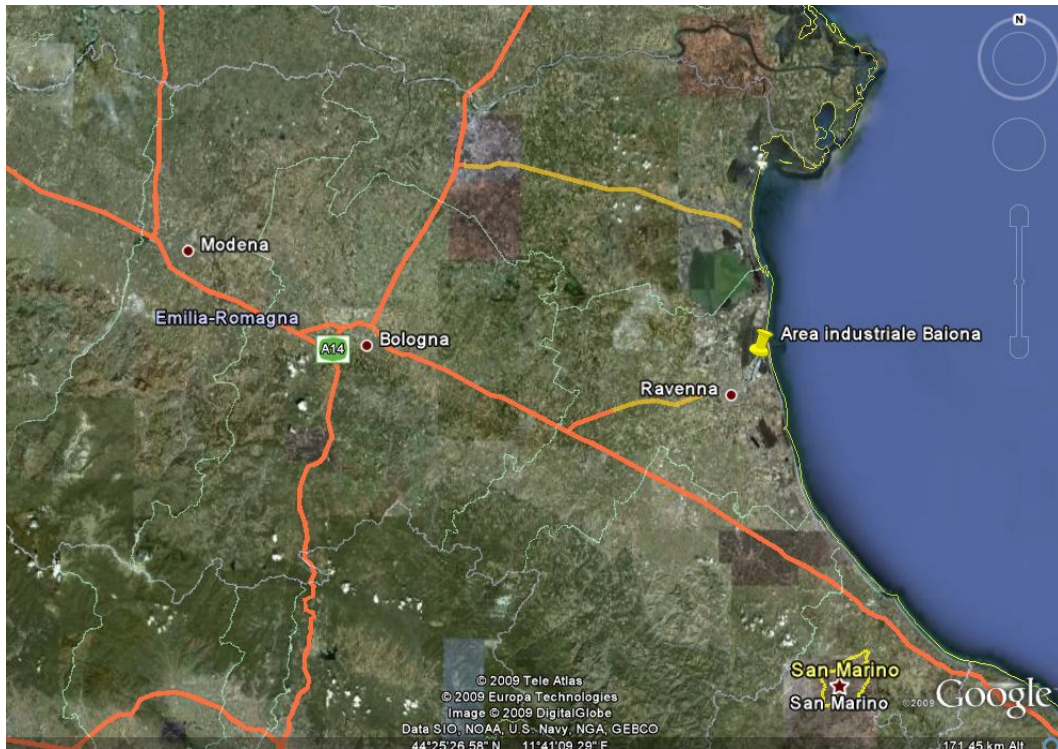


Fig. 3.1.1 – Localizzazione dell'Area Industriale "Baiona" [7]



Fig. 3.1.2 – Vista dall'alto dello stabilimento di Ravenna del gruppo Marcegaglia all'interno dell'Area Industriale "Baiona" [7]

Il nuovo insediamento funge anche da principale polo logistico intermodale per tutte le attività industriali e commerciali del gruppo Marcegaglia.

I *coils* d'acciaio, che ogni giorno arrivano via mare sulla banchina portuale dello stabilimento Marcegaglia di Ravenna, sono trasformati in prodotti finiti attraverso le varie fasi di lavorazione dei suoi diversi impianti produttivi. A servizio delle attività che si svolgono all'interno dello stabilimento, è stato realizzato un importante complesso di logistica intermodale composto, per l'appunto, dalla suddetta banchina portuale e da una ferrovia a due binari, che consente il trasporto dei prodotti finiti verso i vari punti di smistamento. I dati relativi sia alla banchina portuale sia alla ferrovia a due binari sono riportati nella Tab. 3.1.3. La Fig. 3.1.4 mostra una fotografia della ferrovia.

Banchina portuale	Capacità di movimentazione	(t/anno)	3.500.000
	Larghezza banchina	(m)	355
	Larghezza	(m)	50
	Pescaggio	(m)	9,5
	Gru mobile	(t)	100 x 3
	Gru a cavalletto	(t)	35 x 2
Ferrovia a due binari	Capacità di movimentazione	(t/anno)	1.000.000
	Lunghezza	(m)	1.000
	Carrelli elevatori	(unità)	15
	Trattori con rimorchio	(unità)	5
	Trattore ferroviario	(unità)	1

Tab. 3.1.3 – Dati logistica intermodale [5]



Fig. 3.1.4 – Ferrovia del piazzale dello stabilimento

Il mio lavoro consisterà nella progettazione della sovrastruttura di questo piazzale industriale, sul quale circoleranno degli *hysters* e degli autotreni, i quali caricheranno i *coils* direttamente dalle navi e, al completamento del processo di lavorazione, li porteranno ai treni all'esterno dell'area.

La mia opera si può suddividere, sostanzialmente, in tre fasi:

- analisi del sito: essa comprende le valutazioni che riguardano le indagini del terreno in sito, le eventuali prove di stabilizzazione dello stesso, ...
- valutazione dei carichi: essa comprende l'analisi dei carichi che interesseranno la sovrastruttura:
- progettazione: essa comprende l'attività vera e propria di progettazione, che sarà fatta attraverso l'utilizzo del software LEDFAA, sul quale mi sono già soffermato nel capitolo precedente.

3.2. Il sito

La sede dello stabilimento di Ravenna del gruppo Marcegaglia, come già anticipato, si trova all'interno dell'Area Industriale "Baiona". Dopo aver compiuto alcuni sopralluoghi sul posto, sono state commissionate alcune indagini geologiche, per avere informazioni maggiori sulla stratigrafia del terreno sottostante. A questo scopo sono stati eseguiti dei carotaggi in diciannove punti del sito in esame; le carote sono state sottoposte, in seguito, alla valutazione di un geologo, il quale ha fornito un esauriente rapporto sulla stratigrafia di questi campioni. I risultati forniti dall'analisi operata dal geologo sono riportati nelle Tabb. 3.2.1, 3.2.2, 3.2.3, 3.2.4, 3.2.5, 3.2.6 e 3.2.7. Le quote del piano campagna sono state determinate in funzione dei valori riportati sulla planimetria della zona, triangolando i punti, a quota nota, vicini a quelli oggetto del campionamento del terreno.

<u>Punto</u>	<u>Quota</u>	<u>Terreno/P.C.</u>
8	11,139	Piano campagna
	10,639	Ciottoli e ghiaia grossa in debole matrice sabbiosa
	9,789	Ghiaia e ciottoli con frantumato calcareo cementato o parzialmente cementato
		Falda
6	12,284	Piano campagna
	11,084	Limo sabbioso e sabbia fine limosa passanti a limo argilloso - sabbioso color nocciola
	10,384	Argilla limosa e/o limo argilloso di colore grigio
	10,284	Livello limoso - argilloso organico (torboso) di colore nero
	9,984	Terreno limoso con alcuni frammenti di laterizio
7	11,264	Piano campagna
	10,814	Ciottoli e ghiaia misti a macerie (frammenti di laterizio) in matrice limoso - sabbiosa
	10,364	Sabbia limosa e/o limo sabbioso grigio
	9,964	Argilla limosa e/o limo argilloso di colore grigio con materia organica (vegetale parzialmente decomposta)
		Falda

Tab. 3.2.1 – Stratigrafia trincee: descrizione stratigrafica rilevata nei campioni prelevati nei punti 8,6 e 7.

<u>Punto</u>	<u>Quota</u>	<u>Terreno/P.C.</u>
9	11,241	Piano campagna
	10,791	Ciottoli e ghiaia in matrice sabbioso - limosa (parzialmente cementati)
	10,541	Limo sabbioso e argilloso con presenza di ghiaia
	9,841	Argilla limosa debolmente sabbiosa e limo argilloso con alcune intercalazioni nerastre (organiche?)
	9,791	?
10	11,325	Piano campagna
	10,925	Ciottoli e misto granulare stabilizzato cementato
	10,325	Ciottoli e ghiaia grossa in matrice sabbiosa con alcune macerie (frammenti di laterizio)
	9,725	Sabbia grigia limosa (con ciottoli e ghiaia nei 20 cm superficiali) e residui di vegetali
	9,625	
4	11,656	Piano campagna
	11,156	Ciottoli e ghiaia in matrice sabbiosa, talora cementati o parzialmente cementati
	10,156	Ciottoli e ghiaia grossa con trovanti in matrice sabbiosa
	9,956	Sabbia grigia limosa con ghiaia fine

Tab. 3.2.2 - Stratigrafia trincee: descrizione stratigrafica rilevata nei campioni prelevati nei punti 9,10 e 4.

<u>Punto</u>	<u>Quota</u>	<u>Terreno/P.C.</u>
5	11,947	Piano campagna
	11,447	Ciottoli e ghiaia grossa (cementati)
	10,847	Ghiaia e frantumato calcareo chiaro (parzialmente cementato)
	10,147	Limo e sabbia con ciottoli e ghiaia (presenti anche frammenti di calcestruzzo e resti di laterizi)
11	11,202	Piano campagna
	11,102	Strato superficiale di stabilizzato
	10,402	Frantumato calcareo chiaro (parzialmente cementato) in matrice sabbiosa
	10,302	Bitume/asfalto
	9,802	Frantumato calcareo color panna/arancione
	9,752	Sabbia limosa con residui di vegetali
9,502	Falda	
12	11,190	Piano campagna
	10,890	Ciottoli e ghiaia con laterizi
	10,690	Sabbia bituminosa (bitume)
	9,940	Frantumato calcareo color panna cementato
	9,590	Sabbia limosa passante a limo argilloso - sabbioso con resti di vegetali (radici sottili)
	9,490	

Tab. 3.2.3 - Stratigrafia trincee: descrizione stratigrafica rilevata nei campioni prelevati nei punti 5,11 e 12. È da evidenziare che, nel campione estratto al punto 5, sono state rilevate abbondanti infiltrazioni di acqua dallo strato superiore.

<u>Punto</u>	<u>Quota</u>	<u>Terreno/P.C.</u>
13	11,343	Piano campagna
	11,193	Asfalto/bitume
		Frantumato di calcare color panna (cementato)
	10,593	Cemento
	10,493	
14	10,931	Piano campagna
	10,781	Ciottoli e ghiaia in matrice limosa
		Frantumato di calcare color panna (cementato o parzialmente cementato)
	10,181	Limo sabbioso e argilloso (colore grigio)
	9,431	
		Falda
15	10,933	Piano campagna
	10,783	Ghiaia e ciottoli
		Asfalto/bitume
	10,633	Ghiaia e ciottoli con frantumato di alcuni laterizi
	9,933	

Tab. 3.2.4 - Stratigrafia trincee: descrizione stratigrafica rilevata nei campioni prelevati nei punti 13,14 e 15. È da rilevare che, per quanto riguarda il punto 13, lo scavo è stato interrotto per impossibilità di utilizzo del martello pneumatico.

<u>Punto</u>	<u>Quota</u>	<u>Terreno/P.C.</u>
16		Piano campagna
	10,606	Ciottoli e ghiaia in matrice limosa
	10,404	
		Asfalto/bitume
	10,254	Frantumato di calcare color panna (cementato) con ghiaia
	10,006	
9,056	Sabbia limosa o debolmente limosa grigia	
8,906		
	Falda	
17		Piano campagna
	10,439	Ciottoli e ghiaia in debole matrice sabbiosa
	10,264	
		Ciottoli e ghiaia in matrice sabbiosa (giallastra)
	9,739	Ciottoli e ghiaia in abbondante matrice sabbioso-limosa (grigia)
	9,439	
8,739	Sabbia limosa grigia	
8,639		
	Falda	

Tab. 3.2.5 - Stratigrafia trincee: descrizione stratigrafica rilevata nei campioni prelevati nei punti 16 e 17.

<u>Punto</u>	<u>Quota</u>	<u>Terreno/P.C.</u>
18		Piano campagna
	10,662	
		Ciottoli e ghiaia in matrice sabbiosa
	10,562	
		Stabilizzato arcione/ciottoli e ghiaia in matrice sabbiosa (giallastra)
	10,462	
		Ciottoli e ghiaia in debole matrice sabbiosa (giallo-bruna)
	9,612	
	9,062	Sabbia limosa grigia
	8,862	Falda
20		Piano campagna
	10,553	
		Asfalto/bitume
	10,453	
		Stabilizzato color panna
	10,253	
		Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa via via più abbondante con la profondità
	9,753	
	9,053	Sabbia limosa o debolmente limosa di color-grigio nocciola
	8,853	Falda
19		Piano campagna
	10,581	
		Asfalto/bitume
	10,481	
		Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa con frantumato calcareo
	10,081	
		Ghiaia monogranulare Ø 2 - 4 cm in debole matrice sabbiosa
	9,831	
		Strato cementato di frantumato calcareo color panna
	9,681	

Tab. 3.2.6 - Stratigrafia trincee: descrizione stratigrafica rilevata nei campioni prelevati nei punti 18,20 e 19. È da rilevare che, per quanto riguarda il punto 19, lo scavo è stato interrotto, per impossibilità di utilizzo del martello pneumatico, a una profondità di 90 cm sotto il piano campagna.

<u>Punto</u>	<u>Quota</u>	<u>Terreno/P.C.</u>
22	11,703	Piano campagna
	10,553	Ghiaia grossa e ciottoli con alcuni frammenti di laterizio; presente frantumato calcareo da 10,803
24	11,293	Piano campagna
	10,993	Ghiaia grossa e ciottoli
	10,493	Frantumato di calcare cementato o parzialmente cementato
	10,043	Argilla limosa e/o limo argilloso compatti di color grigio rosato
	9,693	Sabbia limosa e limo sabbioso grigio scuri
	9,393	

Tab. 3.2.7 - Stratigrafia trincee: descrizione stratigrafica rilevata nei campioni prelevati nei punti 22 e 24.

Nelle Figg. 3.2.8 e 3.2.9 è possibile visualizzare alcuni esempi dei fori effettuati e delle carote prelevate per la determinazione della stratigrafia.



Fig. 3.2.8 – Foro di sondaggio.



Fig. 3.2.9 – Carota di terreno prelevato

Una volta nota la descrizione stratigrafica dei campioni prelevati, su alcuni di essi sono state eseguite altre prove. In particolare, nella Tab. 3.2.10 sono riassunti i campioni coinvolti in queste nuove analisi e le prove alle quali essi sono stati sottoposti. Inoltre, le Tabb. 3.2.11 e 3.2.12 riepilogano la classificazione delle terre analizzate.

Campione	Profondità prelievo [m]	Prove
C6	- 0,50	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra
C7	- 0,50 - 0,60	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra
C10	- 1,10	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili Determinazione dei contenuti in cloruri Contenuto in sostanza organica
C11	- 1,30	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra
C14	- 0,80	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra
C16	- 0,70 - 0,80	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili Determinazione dei contenuti in cloruri Contenuto in sostanza organica
C17	- 1,10	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra
C20	- 0,80 - 0,90	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra
C24	- 1,00	Determinazione del limite liquido e plastico Analisi granulometrica Classificazione di una terra Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili Determinazione dei contenuti in cloruri Contenuto in sostanza organica

Tab. 3.2.10 – Riepilogo dei prelievi di campioni sottoposti a prova e delle tipologie di prova eseguite.

Campione [n°]	Profondità prelievo [m]	Limiti di Atterberg			Passante UNI 0,075 [%]
		Limite liquido [%]	Limite plastico [%]	Indice di plasticità [%]	
C6	- 0,50	N.D.	N.D.	N.D.	24,26
C7	- 0,50 - 0,60	39	20	19	51,07
C10	- 1,10	37	21	16	46,49
C11	- 1,30	N.D.	N.D.	N.D.	33,92
C14	- 0,80	47	22	25	85,94
C16	- 0,70 - 0,80	N.D.	N.D.	N.D.	13,52
C17	- 1,10	34	18	16	52,64
C20	- 0,80 - 0,90	N.D.	N.D.	N.D.	15,26
C24	- 1,00	48	19	26	77,25

Tab. 3.2.11 – *Classificazione dei campioni di terra prelevati: determinazione dei limiti di Atterberg e del passante al setaccio UNI 0,075.*

Campione [n°]	Classificazione CNR-UNI 10006	Indice di gruppo	Contenuto SO ₃ [%]	Contenuto Cl [%]	Contenuto S.O.R. [%]
C6	A₂₋₄	0	-	-	-
C7	A₆	6	-	-	-
C10	A₆	4	0,04	0,01	1,80
C11	A₂₋₄	0	-	-	-
C14	A₇₋₆	15	-	-	-
C16	A₂₋₄	0	0,02	< 0,01	1,00
C17	A₆	6	-	-	-
C20	A₂₋₄	0	-	-	-
C24	A₇₋₆	17	0,02	0,01	2,60

Tab. 3.2.12 – *Classificazione dei campioni di terra prelevati: classificazione dei terreni, determinazione dell'indice di gruppo e dei contenuti di SO₃, Cl e di sostanze organiche.*

Fra questi ultimi nove campioni ne sono stati presi tre: i campioni C10, C17 e C24. I primi due sono stati accoppiati, poiché compresi all'interno del medesimo gruppo di classificazione definito dalla CNR-UNI 10006, e, insieme al campione C24, sono stati sottoposti a una stabilizzazione, miscelando il campione con il 2% di CaO e il 4% di Cemento Portland 325. I campioni così ottenuti sono stati, in

seguito, sottoposti a una prova di compressione a espansione laterale libera, con due differenti condizioni di maturazione del campione:

- maturazione per sette giorni in ambiente saturo
- maturazione per due giorni in ambiente saturo e per cinque giorni in acqua

In seguito a questa prova sono stati ottenuti i valori di umidità del terreno naturale e, in entrambe le condizioni di maturazione del campione, i valori di umidità sia dopo il miscelamento sia all'atto della rottura, nonché il valore della tensione a rottura. Questi risultati sono riportati nelle Tabb. 3.2.13 e 3.2.14.

Campione [n°]	Classif. CNR-UNI 10006	Umidità terreno [%]	Stagionatura a 7 gg.		
			w post-misc. [%]	w rottura [%]	Tens. Rott. [KPa]
C10 + C17	A₆	24,00	16,68	15,88	555,60
C24	A₇₋₆	24,00	19,75	19,27	469,50

Tab. 3.2.13 – Prove a rottura su terreni trattati con leganti: classificazione dei terreni, determinazione dell'umidità del terreno naturale e, dopo stagionatura a sette giorni del materiale stabilizzato, determinazione delle umidità post-miscelamento e a rottura e della tensione di rottura.

Campione [n°]	Stagionatura a 2 gg. + 5 gg.		
	w post-misc. [%]	w rottura [%]	Tens. Rott. [KPa]
C10 + C17	16,68	17,35	512,60
C24	19,75	25,55	43,85

Tab. 3.2.14 – Prove a rottura su terreni trattati con leganti: determinazione delle umidità post-miscelamento e a rottura e della tensione di rottura dopo stagionatura a due giorni in ambiente saturo e a cinque giorni in acqua.

Queste tipologie di prove sono state fatte per valutare la resistenza del terreno in sito. Tuttavia i valori di resistenza ottenuti non sono attendibili, poiché tali risultati non tengono conto del fatto che il terreno, al momento della sollecitazione in sito, è confinato dal terreno presente nell'intorno. Di conseguenza è la tipologia di prova che non è attendibile ai nostri scopi. Inoltre, i problemi che abbiamo riscontrato sul livello di falda, in alcuni punti molto vicino alla quota del piano campagna, mi ha portato a elevare ulteriormente la quota di

progetto della pavimentazione, non rendendo necessaria la stabilizzazione del terreno di sottofondo, che lasceremo, quindi, al naturale.

Tutti i rapporti di prova stilati in seguito ai test effettuati sui nove campioni naturali e sui due campioni stabilizzati sono contenuti nell'Appendice A.

Oltre alle prove effettuate sulle carote, sono state realizzate anche alcune prove penetrometriche, i cui risultati sono riportati nell'Appendice B.

3.3. I carichi

La sovrastruttura del piazzale è interessata dalla movimentazione di autotreni e *hysters*, i quali trasportano i *coils* scaricati dalle navi giunte al porto di Ravenna.

I *coils* neri, visibili nella Fig. 3.3.1, possono variare da un minimo di 9 a un massimo di 36 t. In qualche occasione si sono visti anche pesi maggiori. L'altezza o circonferenza può arrivare oltre i 210 cm e la lunghezza va da 90 a oltre 200 cm.



Fig. 3.3.1 – Coils in cantiere.

Questi *coils* sono trasportati sia dagli *hysters* sia dagli autotreni. Gli autotreni utilizzati sono di due tipologie: un autotreno a otto assi e un autotreno a tre assi.

L'autotreno a otto assi, illustrato nella Fig. 3.3.2, è costituito da una motrice a quattro assi e da un rimorchio, anch'esso fornito di quattro assi. Questi mezzi hanno una tara che va dalle 25 alle 35 t. Per la portata per asse è stato definito, in via del tutto provvisoria, un valore di 12 t, del quale, tuttavia, non terremo conto in fase di progettazione. Sempre in via provvisoria, è stato stabilito di non oltrepassare le 40 t di peso sulla motrice e le 60 t di peso sul rimorchio, secondo le pezzature dei *coils* trasportati, al fine di proteggere le macchine. La combinazione ideale di carico è compresa fra le 70 e le 90 t complessive. Questo peso, naturalmente, è raggiunto soltanto all'interno del cantiere, dove è possibile far circolare i mezzi in condizioni di sovraccarico. Tuttavia, l'omologazione del peso varia da macchina a macchina e, di solito, non supera le 70 t per la circolazione all'esterno del cantiere.



Fig. 3.3.2 – Autotreno a otto assi utilizzato in cantiere.

Per l'autotreno a tre assi è stato considerato un modello comune di mezzo composto di un asse anteriore e di due assi posteriori. Il peso massimo complessivo è di 44 t, ma esso non sarà mai raggiunto in cantiere.

Per la definizione dei carichi che interessano la sovrastruttura, ho utilizzato una pianta del piazzale dello stabilimento, sulla quale sono stati segnalati i carichi giornalieri di materiale. Questa pianta è stata suddivisa in quattro settori, definiti tronchi, ai quali è stato attribuito un diverso autotreno secondo il carico (la definizione dei tronchi è disponibile nella Fig. 3.3.3). Nel tronco 1 e nel tronco 2 è stato assegnato l'autotreno a otto assi, mentre al tronco 3 e al tronco 4 è stato attribuito l'autotreno a tre assi. Al fine della progettazione, tuttavia, ho considerato il tronco dove il carico di materiale è il più elevato; pertanto ho considerato un carico unitario di 120 t per camion e un numero di autotreni pari a 150. Per ottenere il peso unitario totale si deve aggiungere il peso dell'autotreno scarico, pari a 30 t, al peso del materiale trasportato; in questo modo si ottiene un peso unitario complessivo di 150 t. Poiché ho considerato, come carico di riferimento, il carico concernente il tronco 1, ho ritenuto lecito prendere in esame soltanto l'autotreno a otto assi, trascurando il mezzo a tre assi.

L'entità dei carichi complessivi giornalieri è riportata, in allegato, nella *Tavola 1*.

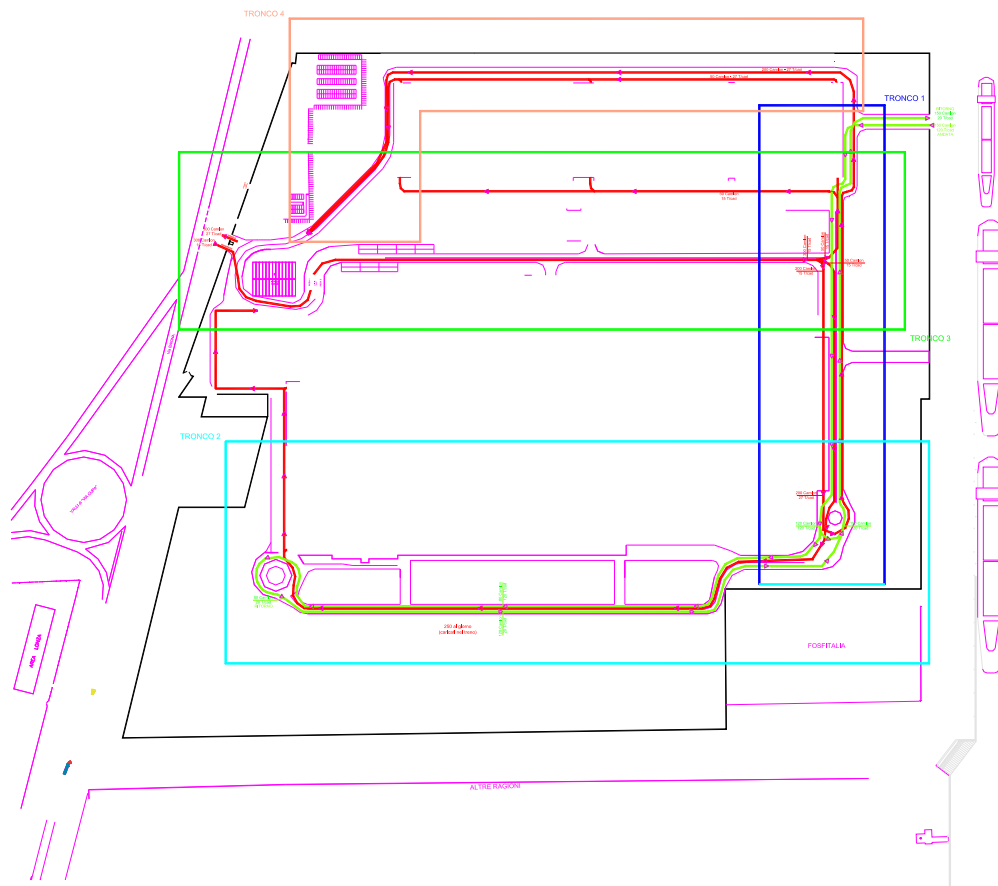


Fig. 3.3.3 – Definizione dei tronchi di progetto. Per facilitare la comprensione, il tronco 1 è indicato dalla cornice di colore blu, il tronco 2 dalla cornice di colore ciano, il tronco 3 dalla cornice di colore verde e, infine, il tronco 4 dalla cornice di colore rosa.

La maggior parte del carico di progetto è, però, costituita dagli *hysters*, che sono visibili nelle Figg. 3.3.4 e 3.3.5.



Fig. 3.3.4 – Hyster in esercizio in cantiere (vista frontale)



Fig. 3.3.5 – Hyster in esercizio in cantiere (vista laterale)

È, infatti, a causa del loro elevato peso che la progettazione della sovrastruttura del piazzale è stata compiuta seguendo metodologie di dimensionamento aeroportuale. Come si può, infatti, rilevare dalle Tabb. 3.3.6 e 3.3.7, che definiscono le caratteristiche dell'*hyster* preso in considerazione, i carichi per asse possono essere anche sette volte superiori rispetto ai carichi massimi, di 130 kN, consentiti per ogni asse che circola su strada.

	N. assi	Peso (t)		
		Totale	Per asse	
			Posteriore	Anteriore
Muletto a vuoto	2	58,3	27,0	31,3
Muletto con coil da 37 t	2	95,3	8,0	87,3

Tab. 3.3.6 – Tabella pesi *hyster* a vuoto e a pieno carico.

Pressione (bar)	Larghezza (cm)		Diametro gomma (m)
	Posteriore	Anteriore	
10	50 x 2 pn.	110 (2 gemelle) x 2 pn.	1,4

Tab. 3.3.7 – Dati pneumatici *hyster*.

All'interno del peso dell'*hyster* è compreso anche il carico di gasolio e olio idraulico, che può giungere anche a 1000 kg.

Definite le caratteristiche delle due tipologie di mezzo considerate per la valutazione dei carichi di progetto, non mi resta che determinare questo carico. Prima di fare ciò, tuttavia, è necessaria un'operazione preliminare. Infatti, si devono uniformare i valori di carico degli *hysters* e degli autotreni a un unico asse standard equivalente di peso noto e, in seguito, determinare il numero di movimenti di quest'asse in un anno.

Considero l'autotreno a otto assi. Il carico che sopporta questo mezzo non è il medesimo su ogni asse. Non solo. Ogni asse, a parità di carico, può dare un contributo differente secondo la sua conformazione, giacché l'asse può essere singolo, o tandem, e a ruote singole, o gemelle. Pertanto è necessario compiere un nuovo calcolo per uniformare i diversi assi dell'autotreno a un unico asse standard da 130 kN. Nel compiere quest'operazione mi servirà la Tab. 3.3.8, appositamente

predisposta, che, in funzione del peso effettivo del singolo asse e della sua configurazione (asse singolo o tandem) mi determinerà il numero di Assi Standard Equivalenti (ESA – *Equivalent Standard Axle*) da 130 kN. Questa tabella racchiude i risultati derivanti dalla seguente formula

$$t = 2^{0.78(x-y)}$$

dove:

t = fattore di equivalenza dell'asse standard da 130 kN

x = peso dell'asse effettivo, in kN

y = peso dell'asse standard equivalente = 130 kN

Asse effettivo		Numero ESA da 130 kN	
t	kN	S	T
15,00	150,0	2,949	4,069
13,00	130,0	1,000	1,380
12,00	120,0	0,582	0,804
10,00	100,0	0,198	0,273
9,50	95,0	0,151	0,208
8,00	80,0	0,067	0,092
6,75	67,5	0,034	0,047
6,00	60,0	0,023	0,031
5,25	52,5	0,015	0,021
4,50	45,0	0,010	0,014
4,00	40,0	0,008	0,011

Tab. 3.3.8 – Fattori di equivalenza per la trasformazione dell'asse effettivo in asse standard equivalente. Nella colonna con la lettera S sono illustrati i fattori di equivalenza per gli assi singoli, mentre nella colonna con la lettera T sono illustrati i fattori di equivalenza per gli assi tandem, ai quali si giunge moltiplicando il fattore di equivalenza per asse singolo per il coefficiente 1,38.

I fattori di equivalenza per assi tandem si determinano dai fattori per assi singoli, i quali andranno moltiplicati per il coefficiente 1,38. Come si può notare dalla Tab. 3.3.8, il fattore di equivalenza per asse singolo da 130 kN è pari a 1, mentre quello per asse tandem, sempre da 130 kN, è pari a 1,38. Questo a dimostrazione della validità della formula. È da rilevare che nella trasformazione dell'unità di misura da t a kN ho, per comodità, moltiplicato per 10. Questa semplificazione non influenza in modo negativo tutti i calcoli successivi.

Il passo successivo è quello di considerare il peso di ogni singolo asse dell'autotreno e di rapportarlo all'asse standard equivalente da 130 kN. Poiché la vera distribuzione dei pesi sugli otto assi mi avrebbe creato problemi per la determinazione del numero di assi standard equivalenti, ho deciso di modificare sia il numero degli assi, portandolo da otto a dieci (due singoli e gli altri otto tandem) sia, conseguentemente, il peso su ogni singolo asse. Ognuno di questi ultimi sosterrà un carico di 150 kN. I risultati del calcolo degli assi standard equivalenti sono riportati nella Tab. 3.3.9. La determinazione del numero di assi standard equivalenti, circolanti in un giorno all'interno del piazzale, è stata determinata partendo dalla somma dei fattori di equivalenza dei dieci assi del singolo camion. Questo valore è stato, in seguito, moltiplicato per il numero di camion giornalieri. Il valore finale è stato, infine, approssimato per eccesso, al fine di portarlo a un valore intero. Naturalmente, come già accennato, i calcoli sono basati su carico unitario di 150 t (1.500 kN) per camion e su un numero di autotreni pari a 150, avendo considerato, come base per il nostro dimensionamento, il tronco maggiormente sollecitato. I dati ottenuti da questo dimensionamento saranno validi, ovviamente, anche per i restanti tre tronchi.

N. assi camion	Ruote	Carico totale			Fattore eq. ESA 130	
			t	kN		
10 (2 singoli + 4 tandem)	S	2		15,0	150	2,949
	S	2		15,0	150	2,949
	T	8	15+15	30,0	300	4,069
	T	8	15+15	30,0	300	4,069
	T	8	15+15	30,0	300	4,069
	T	8	15+15	30,0	300	4,069
	Totale			150,0	1500	22,174
N. camion giorno			150		3326,100	ESA totali
						3327

Tab. 3.3.9 – Determinazione del numero di assi standard equivalenti per l'autotreno.

Anche per quanto riguarda gli *hysters* devo determinare il numero dei mezzi che sono utilizzati, ogni giorno, all'interno del cantiere. Giacché la quantità di

materiale che dovrà essere caricata dagli *hysters* dovrà essere sempre la stessa, utilizzo la seguente formula:

$$NH_i = \frac{CUC_i \times NC_i}{CUH_i}$$

dove:

NH_i = numero *hyster* giornalieri tronco i

CUC_i = carico unitario camion tronco $i = 1.200$ kN

NC_i = numero camion giornalieri tronco $i = 150$

CUH_i = carico unitario *hyster* tronco $i = 370$ kN

Dal calcolo ottengo un valore di NH_i , approssimato per eccesso, pari a 487. Noto il numero dei passaggi giornalieri degli assi degli *hysters* e degli autotreni, poiché questi assi sopportano carichi diversi, dovrò predisporre una tabella in modo da uniformare i carichi su ogni asse. Per far questo considererò un asse da $218,25$ kN², pari al valore del peso per ogni ruota dell'asse anteriore dell'*hyster* in condizioni di pieno carico (che rappresenta il valore più gravoso del carico su ruota), e prenderò in esame l'*hyster*, in condizioni di mezzo a pieno carico e di mezzo scarico, e l'autotreno, soltanto in condizioni di pieno carico. In quest'ultimo caso, infatti, il contributo dell'autotreno è molto inferiore rispetto a quello garantito dall'*hyster* e, di conseguenza, il calcolo per l'autotreno in condizioni di mezzo scarico non porterebbe sostanziali modifiche alla progettazione. All'interno della tabella sono inseriti altri due dati d'*input*. Il primo è il numero di ruote per asse, che può variare da 2 a 4, a seconda che l'asse sia a ruote singole o a ruote gemelle. Il secondo è il parametro c , il quale rappresenta la probabilità che un singolo mezzo transiti sullo stesso punto della sovrastruttura. Questo parametro sarà fissato in 0,5 per gli autotreni, mentre per gli *hyster* ipotizzerò tre diversi scenari (con annesse, quindi, tre differenti tabelle) attribuendo tre distinti valori. Nel primo caso supporrò un valore di 0,25 (pari alla probabilità che un mezzo ogni quattro passi sullo stesso punto della

² In questo caso il termine carico per asse è improprio, poiché valuterò un carico per ruota. Tuttavia mi sembra giusto non modificare questa espressione, al fine di ricordare al lettore che la metodologia usata fa riferimento al calcolo di un asse standard equivalente.

pavimentazione), nel secondo caso considererò un valore di 0,2 (un mezzo ogni cinque) e, infine, nel terzo caso stimeremo un valore di 0,17 (un mezzo ogni sei).

A completare questa tabella concorrono due dati, di facile ottenimento. Il primo è il carico per ruota, espresso in kN, ottenibile dividendo il peso per singolo asse per il numero delle ruote. Il secondo è il numero di coperture l'anno, che si raggiunge moltiplicando tre dati:

- il numero di passaggi per giorno (fissato in 487 per gli *hysters* e in 3.327 per gli autotreni)
- il parametro *c*, con i valori già definiti prima
- il numero di giorni all'anno in cui la pavimentazione è sollecitata, fissato in 330

Nell'ultima colonna, in chiusura, compare il dato finale (che è la mia incognita). Esso è il numero di movimenti all'anno per un carico su ruota da 218,25 kN e si ottiene attraverso una formula già mostrata nel primo capitolo:

$$\log N_1 = \log N_2 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{0,5}$$

dove, in questo caso:

N_1 = numero di movimenti della ruota sottoposta a un carico di 218,25 kN,

N_2 = numero di coperture/anno

Q_2 = carico/ruota, in kN

Q_1 = asse standard equivalente (ESA), fissato, per comodità, in 218,25 kN

Nelle Tab. 3.3.10, 3.3.11, 3.3.12, 3.3.13, 3.3.14, 3.3.15 e 3.3.16 sono racchiusi tutti i dati e i calcoli che ho eseguito e motivato fino ad ora.

Macchina	Condizione	Asse [kN]	Ruote	Carico/ruota Q ₂ [kN]	ESA Q ₁ [kN]	Passaggi/gg
Hyster	carico	873	4	218,25	218,25	487
		80	2	40,00	218,25	487
Hyster	scarico	310	4	77,50	218,25	487
		270	2	135,00	218,25	487
Autotreno	carico	130	2	65,00	218,25	3327

Tab. 3.3.10 – Peso per asse, numero di ruote, carico/ruota e numero di passaggi giornalieri dei mezzi che operano nel piazzale. I dati di questa tabella sono funzionali ai dati riportati nelle sei tabelle successive.

Macchina	Condizione	Asse [kN]	Coperture/gg c [%]	Coperture/anno N ₂	log N ₂
Hyster	carico	873	0,25	40177,5	4,604
		80	0,25	40177,5	4,604
Hyster	scarico	310	0,25	40177,5	4,604
		270	0,25	40177,5	4,604
Autotreno	carico	130	0,50	548955	5,740

Tab. 3.3.11 – Coperture/giorno e coperture l'anno relative ai mezzi che operano nel piazzale assumendo per gli hysters un valore di $c = 0,25$.

Macchina	Condizione	Asse [kN]	$(Q_2/Q_1)^{0,5}$	log N ₁	N ₁
Hyster	carico	873	1,000	4,604	40177,500 ≈ 40178
		80	0,428	1,971	93,541 ≈ 94
Hyster	scarico	310	0,596	2,744	554,007 ≈ 555
		270	0,786	3,621	4177,897 ≈ 4178
Autotreno	carico	130	0,546	3,132	1355,969 ≈ 1356
Movim./anno ruota da 218,25 kN =					46361

Tab. 3.3.12 – Numero di movimenti annuali della ruota sottoposta a un carico di 218,25 kN calcolato in funzione di $c = 0,25$ per gli hysters.

Macchina	Condizione	Asse [kN]	Coperture/gg c [%]	Coperture/anno N ₂	log N ₂
Hyster	carico	873	0,20	32142	4,507
		80	0,20	32142	4,507
Hyster	scarico	310	0,20	32142	4,507
		270	0,20	32142	4,507
Autotreno	carico	130	0,50	548955	5,740

Tab. 3.3.13 – Coperture/giorno e coperture l'anno riguardanti i mezzi che operano nel piazzale assumendo per gli hysters un valore di $c = 0,20$.

Macchina	Condizione	Asse [kN]	$(Q_2/Q_1)^{0,5}$	log N ₁	N ₁
Hyster	carico	873	1,000	4,507	32142,000 ≈ 32142
		80	0,428	1,930	85,018 ≈ 86
Hyster	scarico	310	0,596	2,686	485,028 ≈ 486
		270	0,786	3,545	3505,417 ≈ 3506
Autotreno	carico	130	0,546	3,132	1355,969 ≈ 1356
Movim./anno ruota da 218,25 kN =					37576

Tab. 3.3.14 – Numero di movimenti annuali della ruota sottoposta a un carico di 218,25 kN calcolato in funzione di $c = 0,20$ per gli hysters.

Macchina	Condizione	Asse [kN]	Coperture/gg c [%]	Coperture/anno N ₂	log N ₂
Hyster	carico	873	0,17	26785	4,428
		80	0,17	26785	4,428
Hyster	scarico	310	0,17	26785	4,428
		270	0,17	26785	4,428
Autotreno	carico	130	0,50	548955	5,740

Tab. 3.3.15 – Coperture/giorno e coperture all'anno relative ai mezzi che operano nel piazzale assumendo per gli hysters un valore di $c = 0,17$.

Macchina	Condizione	Asse [kN]	$(Q_2/Q_1)^{0,5}$	log N_1	N_1
Hyster	carico	873	1,000	4,428	26785,000 ≈ 26785
		80	0,428	1,896	78,635 ≈ 79
Hyster	scarico	310	0,596	2,639	435,094 ≈ 436
		270	0,786	3,482	3037,140 ≈ 3038
Autotreno	carico	130	0,546	3,132	1355,969 ≈ 1356
Movim./anno ruota da 218,25 kN =					31694

Tab. 3.3.16 – Numero di movimenti annuali della ruota sottoposta a un carico di 218,25 kN calcolato in funzione di $c = 0,17$ per gli hysters.

Una volta determinato il numero di movimenti annui per la ruota sottoposta a un carico di 218,25 kN, è possibile ottenere il numero di movimenti equivalenti dell'aereo attraverso la seguente formula:

$$\log N_1 = \log N_2 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{0,5}$$

dove:

N_1 = numero di movimenti equivalenti dell'aereo

N_2 = numero di movimenti equivalenti del mezzo, ottenuto dalle Tabb. 3.3.12, 3.3.14 e 3.3.16, a seconda del valore del parametro c

Q_2 = carico per ruota del mezzo, fissato in 218,25 kN

Q_1 = carico per ruota dell'aereo

Questo dato sarà inserito all'interno del software LEDFAA e identificherà il numero di partenze annuali dell'aereo di progetto.

Per ottenere questo dato, oltre al numero di movimenti equivalenti, calcolati all'interno delle Tabb. 3.3.12, 3.3.14 e 3.3.16, è necessario essere in possesso del carico per ruota dell'aereo di progetto. Per giungere a questa informazione bisogna conoscere il peso a pieno carico dell'aereo di progetto. All'interno del software LEDFAA, come ho già descritto nel Capitolo 2, è presente un buon numero di aerei. Tuttavia, nel mio caso, ho preferito scegliere un aereo generico. In particolare, ho inserito nella lista degli aerei di progetto un velivolo con

configurazione della gamba di forza principale a ruote gemelle del peso di 90.718 kg (200.000 libbre). Poiché la gamba di forza principale assume il 95% del peso a pieno carico dell'aereo, il valore di 90.718 kg è stato moltiplicato per il coefficiente 0,95 e, in seguito, diviso per il numero delle ruote della gamba di forza (in questo caso quattro). Noto quest'ultimo valore, sono pervenuto al numero dei decolli annuali dell'aereo di progetto, attraverso l'applicazione della formula riportata in precedenza.

Nelle Tabb. 3.3.17, 3.3.18, 3.3.19, 3.3.20, 3.3.21 e 3.3.22 sono riportati tutti i calcoli effettuati per la determinazione del valore incognito, considerando i tre diversi valori del parametro c .

c = 0,25	Movimenti equivalenti mezzo		Carico per ruota mezzo	Carico aereo progetto	Carico gamba forza principale
	N_2	$\log N_2$	Q_2 [kg]	[kg]	[kg]
	46361	4,666	21825	90718	86182,100

Tab. 3.3.17 – Numero di movimenti equivalenti e carico per ruota del mezzo, peso dell'aereo di progetto a pieno carico e carico della gamba di forza principale, con $c = 0,25$.

c = 0,25	Carico per ruota aereo	$(Q_2/Q_1)^{0,5}$	Movimenti equivalenti	
	Q_1 [kg]		$\log N_1$	N_1
	21545,525	1,006	4,696	49695,663

Tab. 3.3.18 – Carico per ruota dell'aereo di progetto e numero di decolli annuali, con $c = 0,25$.

c = 0,20	Movimenti equivalenti mezzo		Carico per ruota mezzo	Carico aereo progetto	Carico gamba forza principale
	N_2	$\log N_2$	Q_2 [kg]	[kg]	[kg]
	37576	4,575	21825	90718	86182,100

Tab. 3.3.19 – Numero di movimenti equivalenti e carico per ruota del mezzo, peso dell'aereo di progetto a pieno carico e carico della gamba di forza principale, con $c = 0,20$.

c = 0,20	Carico per ruota aereo		$(Q_2/Q_1)^{0,5}$	Movimenti equivalenti	
	Q₁ [kg]			log N₁	N₁
	21545,525		1,006	4,604	40224,104

Tab. 3.3.20 – Carico per ruota dell'aereo di progetto e numero di decolli annuali, con $c = 0,20$.

c = 0,17	Movimenti equivalenti mezzo		Carico per ruota mezzo	Carico aereo progetto	Carico gamba forza principale
	N₂	log N₂	Q₂ [kg]	[kg]	[kg]
	31694	4,501	21825	90718	86182,100

Tab. 3.3.21 – Numero di movimenti equivalenti e carico per ruota del mezzo, peso dell'aereo di progetto a pieno carico e carico della gamba di forza principale, con $c = 0,17$.

c = 0,17	Carico per ruota aereo		$(Q_2/Q_1)^{0,5}$	Movimenti equivalenti	
	Q₁ [kg]			log N₁	N₁
	21545,525		1,006	4,530	33890,261

Tab. 3.3.22 – Carico per ruota dell'aereo di progetto e numero di decolli annuali, con $c = 0,17$.

3.4. I materiali utilizzati nella sovrastruttura di progetto

Prima di andare a spiegare i dettagli della progettazione vera e propria, tratterò dei materiali che ho utilizzato nella realizzazione della sovrastruttura. I materiali presenti all'interno del software LEDFAA sono di derivazione americana, poiché fanno riferimento alla Circolare AC 150/5370-10D.

Nelle prossime pagine descriverò le principali caratteristiche dei seguenti materiali:

- aggregato frantumato P-209 per lo strato di base
- conglomerato bituminoso P-401

In aggiunta a questi due materiali ne sarà utilizzato un terzo per lo strato di fondazione. Tuttavia, essendo un materiale non presente all'interno della libreria del software LEDFAA, bensì un materiale inserito attraverso la determinazione del suo modulo elastico dopo un opportuno processo di stabilizzazione, tratterò di esso successivamente.

3.4.1. Aggregato frantumato P-209

3.4.1.1. Descrizione

Lo strato di base in questione è composto di aggregati frantumati posti su un apposito strato di fondazione. Esso è realizzato in accordo con le specifiche della Circolare AC 150/5370-10D.

3.4.1.2. Aggregato

Gli aggregati saranno costituiti da particelle pulite, sane e durevoli di pietra, di ghiaia o di scorie, in tutti e tre i casi frantumate, e dovranno essere liberi da rivestimenti di argilla, di limo, di materiale vegetale o di altri materiali non adatti; inoltre non dovranno contenere particelle di argilla. L'aggregato fine passante al setaccio n. 4 (4,75 mm) sarà formato dai resti di materiale derivanti dall'operazione di macinazione dell'aggregato grosso. Se necessario, l'aggregato fine può essere aggiunto per ottenere la granulometria corretta. L'aggregato fine sarà ottenuto dalla frantumazione di pietra, ghiaia o scorie che soddisfano i requisiti per l'aggregato grosso.

Le scorie frantumate utilizzate deriveranno da scorie d'altoforno, raffreddate ad aria, e dovranno avere un peso specifico di $1,12 \text{ t/m}^3$ in accordo con le specifiche della Circolare ASTM C 29³.

La porzione di aggregato grosso, definita come la quantità di materiale trattenuta al setaccio n. 4 (4,75 mm), non dovrà contenere più del 15% in peso di frammenti piatti o allungati, come definito nella Circolare ASTM D 693, e dovrà avere almeno il 90% in peso di particelle con frattura su almeno due facce e il 100% con frattura su almeno una faccia. Quanto due facce fratturate sono contigue, l'angolo fra i piani di frattura dovrà essere di almeno trenta gradi per essere considerate come due facce fratturate.

³ La tonnellata non è un'unità del Sistema Internazionale di unità di misura (SI). Tuttavia il suo è ancora diffuso e tollerato, anche se sconsigliato, per una più facile divulgazione di trattati scientifici nel vasto pubblico, anche non tecnico. Nel Sistema Internazionale, al posto della tonnellata, si preferisce il Megagrammo (Mg) [8].

La percentuale di logorio non dovrà essere superiore al 45% dopo test in accordo con la Circolare ASTM C 131. La perdita di solfato di sodio non dovrà superare il 12%, dopo cinque cicli, in seguito a test in accordo con la Circolare ASTM C 88.

La frazione passante al setaccio n. 40 (0,42 mm) dovrà avere un limite liquido non superiore a 25 e un indice di plasticità non superiore a 4, in accordo con la Circolare ASTM D 4318. L'aggregato fine dovrà avere un valore di equivalente in sabbia minimo di 35 dopo test in accordo con la Circolare ASTM D 2419.

Gli aggregati per le prove preliminari dovranno essere forniti dall'Appaltatore prima dell'inizio della produzione. Tutte le prove per la caratterizzazione iniziale dell'aggregato, necessarie a determinare il rispetto dei requisiti, saranno eseguite dall'Ingegnere senza alcuna spesa da parte della Committenza.

I campioni di aggregato dovranno essere forniti dall'Appaltatore all'inizio della produzione e a vari intervalli durante la produzione stessa. I punti e gli intervalli di campionamento dovranno essere stabiliti dall'Ingegnere. I campioni saranno la base di approvazione dei lotti di aggregato dal punto di vista dei requisiti di qualità.

Al posto delle prove, l'Ingegnere può accettare dei risultati di prova certificati che indichino che l'aggregato soddisfa i requisiti. Le prove che hanno dato origine a questi risultati dovranno essere state portate a termine da non meno di sei mesi.

I campioni di aggregati per il controllo della granulometria dovranno essere prelevati dall'Ingegnere in numero non inferiore a due per lotto. Il lotto sarà coerente con il campionamento accettabile per la valutazione della densità. I campioni dovranno essere prelevati dal materiale compattato in sito. Il campionamento dovrà essere fatto in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 75, mentre le prove dovranno essere effettuate in accordo con le specifiche delle Circolari ASTM C 136 e ASTM C 117.

La granulometria della miscela finale dovrà ricadere all'interno del *range* di progetto indicato nella Tab. 3.4.1.2.1, dopo prova in accordo con le specifiche

delle Circolari ASTM C 117 e ASTM C 136. La granulometria finale sarà omogenea e non dovrà variare dal limite inferiore, in un setaccio, al limite superiore sul setaccio adiacente e viceversa.

Dimensione setaccio		Range di progetto Percentuale in peso	Tolleranze Percentuale
2 pollici	50,000 mm	100	0
1 pollice e ½	37,000 mm	95 - 100	+/- 5
1 pollice	25,000 mm	70 - 95	+/- 8
¾ pollice	19,000 mm	55 - 85	+/- 8
n. 4	4,750 mm	30 - 60	+/- 8
n. 30	0,600 mm	12 - 30	+/- 5
n. 200	0,075 mm	0 - 8	+/- 3

Tab. 3.4.1.2.1 – *Requisiti per la granulometria dell'aggregato* [9].

Qualora le condizioni ambientali indichino un potenziale danno dovuto all'azione del gelo, la percentuale massima, in peso, del materiale in particelle più piccole di 0,02 mm, dovrà essere del 3% dopo prova in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 422. Può anche essere necessario avere una percentuale più bassa di materiale passante al setaccio n. 200 per agevolare il controllo della percentuale di particelle più piccole di 0,02 mm (è consigliato un limite massimo del 5%).

Le tolleranze definite nella Tab. 3.4.1.2.1 dovranno essere applicate alla granulometria della miscela per stabilire una banda di controllo della granulometria stessa.

La frazione della miscela finale che passa al setaccio n. 200 (0,075 mm) non dovrà superare il 60% della frazione che passa al setaccio n. 30 (0,60 mm).

3.4.1.3. Metodi di costruzione

Lo strato sottostante dovrà essere controllato e accettato dall'Ingegnere prima che siano iniziate le operazioni di spargimento. Ogni solco generato da improprie condizioni di drenaggio, dal passaggio di rimorchi o da qualunque altra causa, dovrà essere riparato a spese dell'Appaltatore prima del posizionamento

dello strato di base. Il materiale non dovrà essere collocato su un sottofondo congelato.

L'aggregato dovrà essere mescolato in modo uniforme durante le operazioni di frantumazione, oppure miscelato in un macchinario. Quest'ultimo dovrà mescolare i materiali al fine di soddisfare le specifiche e assicurare il giusto contenuto d'umidità per la compattazione.

L'aggregato frantumato sarà sistemato sopra lo strato di fondazione, leggermente inumidito, in strati di spessore uniforme, con una spanditrice meccanica.

Lo spessore massimo di uno strato compattato sarà di 6 pollici (150 mm). Se lo spessore totale del materiale compattato è superiore ai 6 pollici (150 mm), esso sarà assemblato attraverso due o più strati. Nella costruzione a multistrato, lo strato di base sarà posto in strati di uguale spessore.

Lo strato realizzato in precedenza dovrà essere ripulito da materiale estraneo prima della stesa dello strato successivo. La superficie del materiale compattato dovrà essere mantenuta umida fino a che non sarà coperta dallo strato successivo.

Immediatamente dopo il completamento delle operazioni di stesa, l'aggregato frantumato dovrà essere accuratamente compattato. Il numero, la tipologia e il peso dei rulli dovranno essere sufficienti a compattare il materiale fino alla densità richiesta.

Il contenuto di umidità della miscela, durante le operazioni di stesa, non dovrà essere né inferiore né superiore di più di due punti percentuali al contenuto di umidità ottima, come determinato dalle prove normate dall'ASTM.

L'aggregato dello strato di base dovrà essere accettato, per la densità, su un lotto base. Esso consisterà nella produzione di materiale in un giorno, laddove la superficie coperta da esso non superi i 2.000 m², e nella produzione di materiale in mezza giornata, laddove tale superficie sia compresa fra 2.000 e 4.000 m².

Ogni lotto dovrà essere suddiviso in due parti e dovrà essere compiuta una prova per ognuna di esse. Le posizioni dei campioni dovranno essere determinate dall'Ingegnere in modo casuale, in accordo con le metodologie di statistica contenute nella Circolare ASTM D 3665.

Ogni lotto sarà accettato per la densità quando il suo valore in sito sia almeno il 100% della densità massima rilevata nei campioni di laboratorio realizzati con il materiale dello strato di base. Questi campioni dovranno essere compattati e testati in accordo, nel nostro caso, con le specifiche dell'ASTM D 1557⁴. La densità misurata in sito dovrà essere determinata in accordo con le specifiche delle Circolari ASTM D 1556 o D 2167. Se non è raggiunta tale densità, l'intero lotto dovrà essere rilavorato e/o ricompattato e dovranno essere eseguiti due ulteriori prove in posizioni casuali. Questa metodologia dovrà essere seguita fino al raggiungimento del giusto valore di densità.

La superficie dell'aggregato dello strato di base dovrà essere limata con un'attrezzatura automatica progettata per questo scopo.

In nessun caso sarà consentita l'aggiunta di materiali in strati sottili sopra lo strato superiore della base per raggiungere la quota desiderata. Se la differenza di quota dello strato superiore è uguale, o superiore, a ½ pollice (12 mm) rispetto alla quota prevista, lo strato superiore della base dovrà essere scarificato per uno spessore di almeno 3 pollici (75 mm), dovrà essere aggiunto materiale nuovo e lo strato dovrà essere miscelato e ricompattato per riportarlo al giusto livello. Se la superficie ultimata sarà al di sopra della quota di progetto, essa sarà limata fino alla giusta quota e ricompattata.

La superficie ultimata non dovrà variare più di ⅜ pollice (9 mm) quando testata con un righello di 16 piedi (4,8 m) applicato in parallelo all'asse. Ogni deviazione superiore a quella prefissata dovrà essere corretta dall'Appaltatore a proprie spese.

Lo spessore totale dello strato di base non dovrà variare più di ½ pollice (12 mm) rispetto allo spessore di progetto. Saranno effettuati quattro rilevamenti di spessore per ogni lotto di materiale utilizzato. Le specifiche del lotto dovranno essere coerenti con quelle definite nelle pagg. 134 e 135 per l'accettazione dei campioni e le prove per la valutazione della densità. Ogni lotto dovrà essere suddiviso in quattro parti e dovrà essere eseguita una prova per ognuna di esse. Le

⁴ *L'ingegnere dovrà seguire la Circolare ASTM D 698 per aree progettate in base ad aerei con peso a pieno carico di 60.000 libbre (27.200 kg) o inferiore, mentre dovrà seguire la Circolare ASTM D 1557 per aree progettate in base ad aerei con peso a pieno superiore alle 60.000 libbre (27.200 kg) [9].*

posizioni di campionamento saranno determinate dall'Ingegnere casualmente, in accordo con le procedure contenute nella Circolare ASTM D 3665. Dove lo spessore è insufficiente per più di ½ pollice (12 mm), l'Appaltatore dovrà correggere tali zone, senza costi aggiuntivi, tramite scavo, fino all'opportuna profondità, e sostituzione del vecchio materiale con nuovo. Possono essere necessarie delle prove aggiuntive per identificare i limiti di tali aree.

Lo strato di base dovrà essere mantenuto in una condizione che soddisfi tutti i requisiti fino all'accettazione del lavoro.

3.4.1.4. Specifiche di prova

Le specifiche di prova da seguire sono contenute nelle seguenti Circolari:

ASTM C 29	Peso specifico dell'aggregato
ASTM C 88	Risposta degli aggregati all'utilizzo di solfato di sodio o solfato di magnesio
ASTM C 117	Materiale passante al setaccio n. 200 (più fine di 75 mm) negli aggregati minerali tramite lavaggio
ASTM C 131	Resistenza delle particelle di piccole dimensioni dell'aggregato grosso al degrado da abrasione e impatto nel macchinario della Prova Los Angeles
ASTM C 136	Analisi dell'aggregato grosso e fine nei setacci
ASTM D 75	Campionamento degli aggregati
ASTM D 422	Analisi delle dimensioni delle particelle del terreno
ASTM D 693	Aggregato frantumato per le pavimentazioni <i>Macadam</i>
ASTM D 698	Relazioni umidità-densità per i terreni e le miscele di terreno-aggregato
ASTM D 1556	Densità del terreno in sito tramite metodo del cono di sabbia
ASTM D 1557	Prova di laboratorio per la valutazione delle caratteristiche di compattazione del terreno
ASTM D 2167	Densità e peso specifico del terreno in sito tramite il metodo del pallone di gomma
ASTM D 2419	Valore dell'equivalente in sabbia di terreni e aggregato fine

ASTM D 2922	Densità del terreno e della miscela terreno-aggregato in sito tramite metodi nucleari
ASTM D 3017	Contenuto d'acqua di terreno e roccia in sito tramite metodi nucleari
ASTM D 3665	Campionamento casuale dei materiali da costruzione
ASTM D 4318	Limite liquido, limite plastico e indice di plasticità dei terreni

3.4.2. Conglomerato bituminoso P-401

3.4.2.1. Descrizione

Il conglomerato bituminoso in questione è composto di aggregato minerale e bitume, miscelati in un impianto apposito e posti su uno strato preparato in accordo con le opportune specifiche. Esso dovrà essere conforme alle linee, alle pendenze e agli spessori definiti nel progetto. Ogni strato sarà realizzato in base alla profondità, alla sezione tipo e alla quota definite nel progetto e dovrà essere compattato, ultimato e approvato prima della stesa dello strato successivo.

3.4.2.2. Materiali

Gli aggregati consistono in pietra, ghiaia o scorie, frantumate in tutti e tre i casi, con presenza o meno di sabbia naturale o altro inerte. La porzione di materiali trattenuto al setaccio n. 4 (4,75 mm) è aggregato grosso; la porzione di materiali passanti al setaccio n. 4 (4,75 mm) e trattenuta al setaccio n. 200 (0,075 mm) è aggregato fine; la porzione di materiale passante al setaccio n. 200 (0,075 mm) è filler minerale.

L'aggregato grosso consisterà di particelle sane, resistenti e durevoli, libere da pellicole aderenti o materiale, in modo da evitare accuratamente il rivestimento e l'attaccamento da parte del bitume, e sarà libero da sostanze organiche e da altri materiali deleteri. La percentuale di logorio non dovrà essere superiore al 40% dopo prova in accordo con le specifiche della Circolare ASTM C 131. La perdita d'integrità per solfato di sodio non dovrà superare il 10%, mentre quella per

solfato di magnesio non dovrà essere maggiore del 13%, dopo cinque cicli, in seguito a prova effettuata in accordo con le specifiche della Circolare ASTM C 88⁵.

L'aggregato dovrà contenere, nel nostro caso⁶, almeno il 70% in peso di singole particelle con due o più facce fratturate e, sempre nel nostro caso, l'85% in peso di particelle con almeno una faccia fratturata. Quando due facce fratturate sono contigue, l'angolo fra i piani di frattura dovrà essere pari almeno a trenta gradi, in modo che tali facce siano contate in numero di due. Le facce fratturate dovranno essere ottenute tramite frantumazione.

L'aggregato non dovrà contenere una quantità maggiore dell'8% in peso di particelle piatte e allungate, dopo prova in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 4791.

Le scorie d'altoforno dovranno essere raffreddate ad aria e dovranno avere un peso specifico compattato non inferiore a 1,12 t/m³ dopo prova in accordo con le specifiche di prova ASTM C 29.

L'aggregato fine dovrà consistere di particelle pulite, sane, durevoli e dalla forma spigolosa, ottenute dalla macinazione di pietra, scorie o ghiaia, le quali soddisfino gli stessi requisiti definiti per l'aggregato grosso. Le particelle di aggregato dovranno essere libere da rivestimenti di argilla, limo o altro materiale non adatto e non dovranno contenere particelle d'argilla. L'aggregato fine, compreso ogni materiale miscelato per la sua costituzione, dovrà avere un indice di plasticità non superiore a 6 e un limite liquido non superiore a 25 dopo prova in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 4318.

La sabbia naturale (non prodotta industrialmente) può essere usata per ottenere la giusta gradazione della miscela di aggregato o per migliorare la lavorabilità della miscela stessa. La quantità di sabbia da aggiungere sarà tale da produrre miscele che siano aderenti ai requisiti per le miscele di aggregato.

⁵ Possono essere specificati aggregati con una perdita d'integrità e percentuali di logorio superiore in luogo di quelli appena definiti, a patto che sia dimostrato che essi forniscano prestazioni soddisfacenti sotto condizioni di esercizio simili a quelle di progetto [9].

⁶ Per pavimentazioni progettate in funzione di un velivolo con peso a pieno carico di 60.000 libbre (27.200 kg) o superiore, l'ingegnere dovrà specificare una percentuale minima del 75% in peso di particelle con almeno due facce fratturate e dell'85% in peso di particelle con almeno una faccia fratturata. Per pavimentazioni progettate in funzione di un velivolo di peso a pieno carico inferiore, l'ingegnere dovrà specificare una percentuale minima del 50% in peso di particelle con almeno due facce fratturate e del 65% in peso di particelle con almeno una faccia fratturata [9].

L'aggregato fine non dovrà contenere più del 15% di sabbia naturale sul peso degli aggregati totali. Nel caso sia utilizzata, la sabbia naturale dovrà soddisfare i requisiti della Circolare ASTM D 1073 e dovrà avere un indice di plasticità non superiore a 6 e un limite liquido non superiore a 25 dopo prova in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 4318.

L'aggregato dovrà avere un valore di equivalente in sabbia uguale o superiore⁷ a 45 dopo prova in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 2419.

Per il campionamento dell'aggregato grosso e fine si dovranno seguire le raccomandazioni all'interno della Circolare ASTM D 75, mentre per quello del filler minerale si dovranno rispettare le specifiche della Circolare ASTM D 242.

Se fosse necessario del filler, in aggiunta a quello naturalmente presente nell'aggregato, esso dovrà soddisfare i requisiti della Circolare ASTM D 242.

Per quanto riguarda il bitume, l'Appaltatore dovrà fornire i rapporti delle prove del venditore per ogni lotto di bitume inviato per il progetto. Questo rapporto, per i materiali bituminosi, può essere utilizzato per l'accettazione o per prove indipendenti effettuate dall'Ingegnere.

Prima di inviare il materiale al sito di lavoro, l'Appaltatore dovrà sottoporre i rapporti di prova all'Ingegnere per i seguenti materiali:

- aggregato grosso: percentuale di logorio, integrità, peso unitario delle scorie, percentuale delle facce fratturate
- aggregato fine: limite liquido, indice di plasticità, equivalente in sabbia
- filler minerale
- bitume (i risultati delle prove per il bitume dovranno comprendere i diagrammi temperatura-viscosità per le temperature di miscelamento e compattazione)

⁷ Di solito il valore di equivalente in sabbia dovrebbe essere pari a 45, salvo che condizioni del sito non richiedano valori più bassi.

L'aggiunta di sabbia naturale a una miscela contenente aggregati grossi e fini aumenterà, di solito, la sua lavorabilità e la sua attitudine alla compattazione. Tuttavia, l'aggiunta di un quantitativo eccessivo di sabbia naturale porta a una diminuzione della stabilità della miscela. Il requisito del valore limite di equivalente in sabbia di 45 limita, pertanto, l'uso di sabbia naturale; ciò nonostante, può essere inclusa una percentuale massima di sabbia naturale non superiore al 15% in luoghi dove le condizioni di scarsa stabilità siano un problema cronico [9].

Le certificazioni dovranno esibire le prove ASTM per ogni materiale, i risultati di tali prove, e una dichiarazione che attesti che il materiale soddisfi i requisiti necessari.

L'Ingegnere può richiedere dei campioni per compiere delle prove, prima o durante la produzione, al fine di verificare la qualità dei materiali e assicurare la conformità alle specifiche dell'ASTM.

Ogni additivo utilizzato, se necessario, dovrà essere stabile al calore, non dovrà modificare la viscosità del conglomerato bituminoso oltre quanto specificato, non dovrà contenere ingredienti dannosi; esso dovrà essere aggiunto nelle dosi consigliate dai metodi approvati in letteratura e dovrà essere approvato dal Ministero dei Trasporti.

3.4.2.3. Composizione

Il conglomerato bituminoso dovrà essere composto di una miscela omogenea di aggregati, filler e additivi, se richiesto, e bitume. Le numerose frazioni di aggregato dovranno essere suddivise e maneggiate in gruppi secondo la loro dimensione; inoltre, esse dovranno essere combinate in proporzioni tali che la miscela risultante soddisfi i requisiti della *Job Mix Formula* (JMF)⁸.

I criteri di progetto riportati in Tab. 3.4.2.3.1 sono valori obiettivo, necessari a soddisfare i requisiti definiti alle pagg. 163, 164 e 165, nella parte riferita ai

⁸ *Quando la miscela è soddisfacente, la percentuale in peso degli aggregati e la percentuale media ottima di bitume dovrebbero essere combinati per definire la Job Mix Formula. Prendiamo una generica miscela. La Fig. C.1 in Appendice C mostra le percentuali finali di aggregato per la miscela. Riportando i risultati di prova (Figg. C.2 e C.3 in Appendice 3) e applicando i criteri della Prova Marshall a questa generica miscela per la determinazione della percentuale ottima di bitume, si ottiene che la miscela richiede il 4,7% di bitume. Di conseguenza, gli aggregati devono costituire il 95,3% della miscela. Questa miscela contiene il 45% di aggregato grosso (CA), il 30% di aggregato fine (FA), il 20% di sabbia di fiume (FRBS) e un 5% di filler minerale (in questo caso polvere di calcare – LSD). La Job Mix Formula si calcola come segue ([9]):*

CA	=	95,3	x	0,45	=	42,9	%	+
FA	=	95,3	x	0,30	=	28,6	%	+
FRS	=	95,3	x	0,20	=	19,0	%	+
Filler minerale	=	95,3	x	0,05	=	4,8	%	=
						<u>95,3</u>	%	+
Bitume	=					<u>4,7</u>	%	=
Totale						100,0		

criteri d'accettazione. Essi sono basati su un processo di produzione che ha una variabilità del materiale con le seguenti deviazioni standard:

<u>Stabilità (libbre):</u>	270
<u>Flusso plastico (0,01 pollici):</u>	1,5
<u>Percentuale di vuoti d'aria (%):</u>	0,65

PROPRIETA' DEL TEST		*
Numero di colpi		*
Stabilità, minimo	libbre newton	*
Flusso plastico	0,01 pollici (0,25 mm)	*
Vuoti d'aria	percentuale	*
Percentuale dei vuoti nell'aggregato minerale, minimo		Vedi Tab. 3.4.2.3.2

Tab. 3.4.2.3.1 – Criterio di progetto Marshall [9].

Dimensione minima particelle		Percentuale minima di vuoti nell'aggregato minerale ⁹
pollici	mm	
½	12,5	16
¾	19,0	15
1	25,0	14
1 - ½	37,5	13

Tab. 3.4.2.3.2 – Percentuale minima di vuoti nell'aggregato minerale [9]

Se la variabilità del materiale supera le deviazioni standard indicate, la *Job Mix Formula*, e i conseguenziali obiettivi di produzione, dovranno essere basati su una stabilità maggiore di quella mostrata in Tab. 3.4.2.3.1, e il flusso plastico e la percentuale di vuoti d'aria dovranno essere indirizzati verso un valore intermedio dei criteri al fine di soddisfare i requisiti di accettazione.

⁹ Modifiche alla percentuale minima dei vuoti nell'aggregato (Voids in Mineral Aggregate – VMA), definite nella Tab. 3.4.2.3.2, possono essere fatte in funzione della definizione della dimensione massima delle particelle e/o in base alle condizioni del sito. Modifiche ai criteri del flusso plastico potranno essere richieste per i conglomerati bituminosi modificati [9].

L'indice di resistenza a trazione (*Tensile Strength Ratio* – TSR) della miscela, come definito dalla Circolare ASTM D 4867, non dovrà essere inferiore a 75¹⁰. Dovranno essere aggiunti degli additivi al conglomerato bituminoso nel caso il valore di TSR sia inferiore a 75. In questo caso, l'additivo sarà fornito dall'Appaltatore senza alcun costo aggiuntivo da parte del proprietario.

La *Job Mix Formula* dovrà essere sottoposta all'Ingegnere, da parte dell'Appaltatore, alcuni¹¹ giorni prima dell'inizio delle operazioni di pavimentazione e dovrà fornire alcune informazioni di base:

- percentuale di materiale passante ad ogni setaccio per la classificazione della miscela definita, per la catalogazione di tutte le scorte di semplice aggregato e la percentuale in peso di ogni scorta utilizzata nella *Job Mix Formula*
- percentuale di bitume
- grado di penetrazione e viscosità, nonché il tipo di agente modificante utilizzato
- numero di colpi del martello compattatore per lato del campione modellato
- temperatura di miscelamento
- temperatura di compattazione

¹⁰ L'Ingegnere può stabilire un TSR non inferiore a 80 nelle aree che siano inclini a problemi nel caso di TSR pari a 75. Sempre in queste aree, l'ingegnere potrà sottoporre la pavimentazione a cicli di gelo-disgelo [9].

¹¹ L'Ingegnere dovrà specificare il numero dei giorni. È richiesto un minimo di dieci giorni. I criteri di progetto Marshall applicabili dovranno essere specificati dall'Ingegnere dalle informazioni mostrate nella tabella qui di seguito e inserite nella Tab. 3.4.2.3.1 ([9]):

Proprietà del test	Pavimentazioni progettate per aerei con peso a pieno carico uguale o superiore a 60000 libbre e pressione degli pneumatici uguale o superiore a 100 psi	Pavimentazioni progettate per aerei con peso a pieno carico inferiore a 60000 libbre e pressione degli pneumatici inferiore a 100 psi
Numero di colpi	75	50
Stabilità	libbre newton	2150 9564
Flusso plastico	0,01 pollici (0,25 mm)	10 - 14
Vuoti d'aria	percentuale	2.8 – 4.2
Percentuale di vuoti nell'aggregato minerale	Vedi Tab. 3.4.2.3.2	Vedi Tab. 3.4.2.3.2

- temperatura della miscela all'uscita del miscelatore
- relazione temperatura-viscosità del bitume
- grafico della granulometria combinata
- grafici di stabilità, flusso plastico, vuoti d'aria, vuoti nell'aggregato minerale e peso specifico in relazione alla percentuale di bitume
- percentuale di sabbia naturale
- percentuale di facce fratturate
- percentuale in peso di particelle piatte, di particelle allungate e di particelle sia piatte sia allungate (e relativi criteri)
- indice di resistenza a flessione (*Tensile Strength Ratio* – TSR)
- additivo (se richiesto)
- data in cui è stata sviluppata la *Job Mix Formula*

L'Appaltatore dovrà sottoporre all'Ingegnere i risultati delle prove di verifica di tre campioni di conglomerato bituminoso preparati alla percentuale ottima di bitume.

La media dei risultati di queste prove dovrà indicare l'accordo con i requisiti della *Job Mix Formula* specificati nelle Tab. 3.4.2.3.1, 3.4.2.3.2 e 3.4.2.3.3.

Dimensione del setaccio		Percentuale in peso passante al setaccio
pollici	mm	
1 - 1/2	37,500	*
1	25,000	*
3/4	19,000	*
1/2	12,500	*
3/8	9,500	*
n. 4	4,750	*
n. 8	2,360	*
n. 16	1,180	*
n. 30	0,600	*
n. 50	0,300	*
n. 100	0,150	*
n. 200	0,075	*
percentuale bitume	pietra o ghiaia scorie	*

Tab. 3.4.2.3.3 – Granulometria dell'aggregato e percentuale di bitume [9].

Quando il progetto richiede miscele di conglomerato bituminoso di differente granulometria di aggregato, dovranno essere portati a termine due o più calcoli diversi per la *Job Mix Formula* e i risultati dovranno essere sottoposti a verifica per ogni differente granulometria.

La *Job Mix Formula* per ogni miscela dovrà essere valida fino a che non vi sia una modifica approvata in forma scritta da parte dell'Ingegnere. Se ci fosse una modifica nelle fonti dei materiali, dovrà essere sottoposta, entro alcuni giorni, una nuova *Job Mix Formula* (gli stessi definiti con le stesse modalità specificate nella nota 11) e dovrà essere approvata dall'Ingegnere, in forma scritta, prima dell'utilizzo di tale materiale. Dopo che è stata approvata la produzione iniziale di materiale sulla base della (o delle) *Job Mix Formula* da parte dell'Ingegnere e nel caso sia richiesta una *Job Mix Formula* nuova, o una variazione di essa, per una qualsivoglia ragione, i costi derivanti dall'approvazione della nuova *Job Mix Formula* (o della sua variazione) saranno sostenuti dall'Appaltatore. Non vi saranno estensioni di tempo, o considerazioni per costi extra, associate al blocco della produzione della pavimentazione, o della sua ripresa, per il tempo perso a causa dell'approvazione dell'iniziale, della nuova o della variata *Job Mix Formula* da parte dell'Ingegnere.

L'aggregato minerale dovrà essere di dimensioni tali in modo che la percentuale della composizione in peso, così come determinata in laboratorio, sia coerente con la classificazione (o le classificazioni) specificate nella Tab. 3.4.2.3.3 dopo prova in accordo con le specifiche delle Circolari ASTM C 136 e C 117.

La classificazione riportata nella Tab. 3.4.2.3.3 rappresenta i limiti che dovranno determinare l'idoneità dell'aggregato all'uso dalle fonti di rifornimento. L'aggregato, così com'è stato selezionato (e usato nella JMF), dovrà avere una granulometria compresa all'interno dei limiti riportati nella Tab. 3.4.2.3.3 e non dovrà variare fra il limite inferiore su un setaccio e il limite superiore sul setaccio adiacente, o viceversa; dovrà, invece, essere ben omogenea fra aggregato grosso e fine.

Deviazioni dalla miscela finale di progetto per la percentuale di bitume e la granulometria degli aggregati dovranno mantenersi all'interno dei limiti d'azione

per le singole misure, come specificato più avanti, quando tratteremo delle tabelle di controllo.

La dimensione massima dell'aggregato utilizzato non dovrà essere più grande della metà dello spessore dello strato che sarà costruito con esso, ad eccezione di particolari annotazioni su punti singolari mostrati sui progetti o definiti dall'Ingegnere.

Le classificazioni dell'aggregato¹² mostrate sono basate su materiale di peso specifico uniforme. Le percentuali di materiale passante ai vari setacci dovranno essere corrette nel caso siano utilizzati aggregati con pesi specifici diversi¹³.

Prima di partire con la produzione a pieno regime, l'Appaltatore dovrà preparare e stendere una quantità di conglomerato bituminoso realizzata in accordo con la *Job Mix Formula*. La quantità di miscela dovrà essere sufficiente per la realizzazione di una sezione da sottoporre a prova, di lunghezza e larghezza definite¹⁴, posta su due corsie, con un giunto a freddo, e dovrà essere dello stesso

¹² La classificazione dell'aggregato sarà definita dall'Ingegnere in base alle classificazioni mostrate e sarà inserita nella Tab. 3.4.2.3.3 (gli asterischi denotano i punti d'inserimento) ([9]). Laddove siano disponibili sul posto, gli aggregati non possono essere lavorati in modo economico per soddisfare i requisiti delle classificazioni mostrate; queste ultime potranno essere modificate per l'inserimento delle caratteristiche degli aggregati rinvenuti sul sito soltanto con l'approvazione della FAA. La classificazione modificata dovrà produrre una miscela, per la pavimentazione, che soddisfi i requisiti della miscela di progetto ([9]):

GRANULOMETRIA AGGREGATO E PERCENTUALI BITUME				
Dimensione setaccio	Percentuale in peso passante ai setacci			
	1-1/2" max	1" max	3/4" max	1/2" max
1 - 1/2 pollice (37,500 mm)	100	-	-	-
1 pollice (24,000 mm)	86 - 98	100	-	-
3/4 pollice (19,000 mm)	68 - 93	76 - 98	100	-
1/2 pollice (12,500 mm)	57 - 81	66 - 86	79 - 99	100
3/8 pollice (9,500 mm)	49 - 69	57 - 77	68 - 88	79 - 99
n. 4 (4,750 mm)	34 - 54	40 - 60	48 - 68	58 - 78
n. 8 (2,360 mm)	22 - 42	26 - 46	33 - 53	39 - 59
n. 16 (1,18 mm)	13 - 33	17 - 37	20 - 40	26 - 46
n. 30 (0,600 mm)	8 - 24	11 - 27	14 - 30	19 - 35
n. 50 (0,300 mm)	6 - 18	7 - 19	9 - 21	12 - 24
n.100 (0,150 mm)	4 - 12	6 - 16	6 - 16	7 - 17
n. 200 (0,075 mm)	3 - 6	3 - 6	3 - 6	3 - 6
percentuale pietra o ghiaia	4,5 - 7,0	4,5 - 7,0	5,0 - 7,5	5,5 - 8,0
bitume scorie	5,0 - 7,5	5,0 - 7,5	6,5 - 9,5	7,0 - 10,5

¹³ Si veda Asphalt Institute Series No. 2 (MS-2), Capitolo 3 [9].

¹⁴ La sezione di prova dovrà avere una lunghezza minima di 300 piedi (90 m) e una larghezza variabile fra 20 e 30 piedi (6 e 9 m). Essa dà un'opportunità, all'Appaltatore e all'Ingegnere, di determinare la qualità della miscela in sito, e consente anche di verificare la prestazione dell'impianto produttivo e delle attrezzature [9].

spessore definito per la costruzione dello strato che è identificato dal campione. Un giunto a freddo è un giunto di costruzione realizzato da almeno quattro ore o costituito da materiale che è stato colato a una temperatura inferiore ai 160°F (circa 71°C). Il pendio sottostante, o la pavimentazione sulla quale è costruita la sezione di prova, dovrà essere lo stesso di quello che sarà effettivamente presente in sito. L'attrezzatura utilizzata nella costruzione della sezione di prova dovrà essere dello stesso tipo e peso di quella utilizzata in sito.

La sezione di prova dovrà essere valutata, per l'accettazione, come singolo lotto in accordo con i criteri di accettazione riportati nelle pagg. 159, 160, 161 e 162, nella parte riferita all'accettazione dei campioni e alle prove, e nelle pagg. 168, 169 e 170, nella parte riferita alle prove per il controllo di qualità. La sezione di prova dovrà essere suddivisa in parti uguali. Essa, in particolare, dovrà consistere in almeno tre parti.

La sezione di prova dovrà essere considerata accettabile se:

- stabilità, flusso plastico, densità del materiale, percentuale dei vuoti d'aria e densità del giunto siano almeno per il 90% all'interno dei limiti definiti in precedenza
- granulometria e percentuale di bitume siano all'interno dei limiti d'azione specificati nelle pagg. 170 e 171, nella parte riferita alle tabelle di controllo per le singole misure e per i *range*
- i vuoti all'interno dell'aggregato minerale siano contenuti nei limiti fissati nella Tab. 3.4.2.3.2.

Se la sezione di prova iniziale non dovesse rivelarsi valida per l'accettazione, dovranno essere apportate delle opportune correzioni alla *Job Mix Formula*, alle operazioni di stesa e/o di compattazione. In seguito dovrà essere realizzata una seconda sezione di prova. Se anch'essa non dovesse soddisfare i requisiti definiti in precedenza, entrambe le sezioni dovranno essere rimosse a spese dell'Appaltatore. Dovranno essere costruite, se necessario, sezioni di prova aggiuntive, le quali saranno valutate per la rispondenza alle specifiche. Ogni sezione extra che non è valida per l'accettazione dovrà essere, ancora una volta, rimossa a spese dell'Appaltatore. La produzione a pieno regime non inizierà fino

a quando non sia realizzata una sezione valida per l'accettazione. Quest'ultima operazione avverrà in forma scritta per opera dell'Ingegnere.

Le prove di controllo sul conglomerato dovranno essere compiute dall'Appaltatore all'inizio della produzione in stabilimento e insieme alle operazioni di calibrazione dell'impianto per la *Job Mix Formula*. Se gli aggregati prodotti in stabilimento non dovessero soddisfare i requisiti sulla granulometria o dovessero produrre una miscela che non soddisfi la JMF, sarà necessario rivalutare e riprogettare la miscela utilizzando gli aggregati prodotti in stabilimento. Dovranno essere preparati dei campioni e dovrà essere determinata la percentuale di bitume nella stessa maniera utilizzata per la miscela iniziale di progetto.

All'Appaltatore non sarà consentito il posizionamento della sezione di prova fino all'approvazione del Programma di Controllo di Qualità, il quale mostra la coerenza con i requisiti definiti in seguito.

Il laboratorio usato dall'Appaltatore per sviluppare la *Job Mix Formula* dovrà soddisfare tutti i requisiti contenuti all'interno della Circolare ASTM D 3666, compreso il requisito di essere accreditato da un'autorità nazionale come il *National Voluntary Laboratory Accreditation Program* (NVLAP), l'*American Association for Laboratory Accreditation* (AALA) o l'*AASHTO Accreditation Program* (AAP). Il personale di laboratorio dovrà soddisfare i requisiti della Sezione 100 delle Previsioni Generali. Dovrà essere sottoposto all'Ingegnere, prima dell'inizio dei lavori, un certificato firmato dal gestore del laboratorio che indichi la piena soddisfazione di tali requisiti. Esso dovrà contenere, come minimo:

- qualificazioni del personale (gestore del laboratorio, tecnico supervisore e gruppo dei tecnici di prova)
- un elenco delle attrezzature usate nello sviluppo della *Job Mix Formula*
- una copia del sistema di controllo di qualità del laboratorio
- prova della partecipazione al programma *AASHTO Materials Reference Laboratory* (AMRL)
- certificazione ASTM D 3666 di accredito da parte di un programma di accredito riconosciuto a livello nazionale

3.4.2.4. Metodi di costruzione

Il conglomerato bituminoso non dovrà essere sistemato né su una superficie bagnata né quando la temperatura della superficie dello strato sottostante sia inferiore a quanto specificato nella Tab. 3.4.2.4.1. L'Ingegnere può derogare a questi requisiti di temperatura, se necessario; tuttavia gli altri requisiti, compresi quelli sulla compattazione, dovranno essere soddisfatti.

Spessore del materiale		Temperatura dello strato di base (minimo)	
pollici	cm	Gradi Fahrenheit	Gradi Celsius
≥ 3	≥ 7,5	40	4
1 ÷ 3	2,5 ÷ 7,5	45	7
≤ 1	≤ 2,5	50	10

Tab. 3.4.2.4.1 – Limiti di temperatura per lo strato di base [9]

Gli impianti usati per la preparazione del conglomerato bituminoso dovranno essere conformi ai requisiti della Circolare ASTM D 995, con alcune modifiche:

- bilance: i conglomerati bituminosi dovranno essere pesati su bilance approvate, fornite dall'Appaltatore, o su bilance pubbliche, certificate anch'esse a spese dell'Appaltatore. Le bilance dovranno essere ispezionate e sigillate, se l'Ingegnere lo ritiene necessario, al fine di garantire la loro accuratezza.

Al posto delle bilance, e se approvato dall'Ingegnere, i pesi dei conglomerati bituminosi possono essere determinati dall'utilizzo di un sistema di peso elettronico, associato a una stampante automatica, che calcolerà il peso dell'intera pavimentazione. L'Appaltatore dovrà fornire un certificato di calibrazione del sistema di peso prima della produzione della miscela.

- attrezzature di prova: l'Appaltatore dovrà fornire le attrezzature di laboratorio allo stabilimento per l'esecuzione, da parte dell'Ingegnere, della prova di accettazione e del test di controllo della qualità (quest'ultimo da parte dell'Appaltatore). L'Ingegnere avrà sempre la precedenza per quanto

riguarda l'uso del laboratorio. Il laboratorio dovrà avere spazio e attrezzatura sufficiente affinché entrambe le prove citate siano rappresentative, in modo da operare in maniera efficiente. Il laboratorio dovrà anche soddisfare i requisiti della Circolare ASTM D 3666.

Il laboratorio di prova dell'impianto dovrà avere una superficie non inferiore a 14 m², con un'altezza del soffitto non inferiore a 2,30 m. Il laboratorio dovrà essere sufficientemente riscaldato nella stagione invernale, dotato d'impianto di condizionamento d'aria nella stagione estiva, al fine di mantenere le temperature per esigenze di prova fra settanta °F e -5°F (± 21 °C). Il laboratorio di prova dell'impianto dovrà essere sistemato in modo da fornire una visuale libera, da una delle sue finestre, dei camion che sono caricati con i materiali prodotti all'interno dell'impianto.

Le attrezzature di laboratorio dovranno essere mantenute pulite e in buone condizioni di lavoro. All'Ingegnere dovrà essere consentito l'accesso per ispezionare le attrezzature del laboratorio dell'Appaltatore e per testimoniare la qualità delle attività di controllo. L'Ingegnere avviserà l'Appaltatore, attraverso forma scritta, di ogni mancanza rilevata concernente l'attrezzatura di laboratorio, le forniture, il personale e le metodologie di prova. Quando le mancanze saranno così importanti da influenzare, in modo negativo, i risultati, dovrà essere immediatamente sospesa l'incorporazione dei materiali all'interno del lavoro e non sarà consentita la ripresa delle operazioni fino al momento in cui tali mancanze notate non siano state corrette in modo soddisfacente.

Come dotazione minima, l'impianto di prova del laboratorio dovrà avere:

- un'adeguata illuminazione artificiale
- attacchi elettrici sufficienti, sia in numero sia in capacità, per operare con l'attrezzatura di prova richiesta e per asciugare i campioni
- due estintori
- banchi di lavoro per le prove, di dimensioni minime 2-1/2 x 10 piedi (0,80 x 3,00 m)
- scrivania con due sedie
- attrezzature sanitarie adatte per il laboratorio di prova

- ventilatore di diametro minimo pari a 12 pollici (30 cm)
- una linea telefonica diretta e un telefono, dotato di fax, funzionante 24 ore su 24
- armadietto, dotato di serratura, per l'Ingegnere
- lavandino con acqua corrente, con annesso piano di scolo, in grado di permettere la manipolazione del singolo materiale
- sostegno in metallo per appoggiare i setacci durante le operazioni di lavaggio
- due piatti caldi, o altri strumenti simili di riscaldamento, con termostato di controllo, provvisto di schermo, per asciugare gli aggregati
- scuotitore meccanico e setacci adatti che soddisfino i requisiti della Circolare ASTM E-11 per determinare la granulometria dell'aggregato grosso e fine, in accordo con le specifiche della Circolare ASTM C 136
- attrezzatura per la prova Marshall che soddisfi i requisiti delle Circolari ASTM D 6926 e ASTM D 6927, attrezzatura di compattazione automatica, in grado di compattare tre campioni contemporaneamente, e altri macchinari, come specificato nelle Circolari ASTM C 127, D 2172, D 2726 e D 2041.
- forno, con termostato di controllo, con capacità di almeno 0,02 m³
- due fiaschi da 500 cc
- altri strumenti a mano necessari per il campionamento e le prove
- biblioteca contenente i termini del contratto e la letteratura AASHTO in vigore
- attrezzatura per la valutazione del peso specifico teorico, comprendente un picnometro da 4.000 cc, una pompa da vuoto e una bilancia con precisione di mezzo grammo
- attrezzatura di estrazione, centrifuga e attrezzatura ROTOflex
- una sega con lama di diamante per il taglio di campioni di pavimentazione
- telefono

L'approvazione dell'impianto e del laboratorio di prova, da parte dell'Ingegnere, richiede che tutte le attrezzature siano in buono stato durante la produzione, il campionamento e l'esecuzione delle prove. Anche una sola mancanza sui requisiti elencati potrà essere sufficiente per l'invalidazione delle operazioni nello stabilimento.

Il Proprietario dovrà avere accesso al laboratorio e all'impianto in qualunque momento.

- ispezione dell'impianto: l'Ingegnere, o un suo rappresentante autorizzato, dovrà avere accesso, in ogni momento, in tutte le aree, per il controllo dell'adeguatezza dell'attrezzatura, per l'ispezione delle operazioni all'interno dell'impianto, per la verifica dei pesi, delle proporzioni e delle proprietà del materiale, nonché per il controllo delle temperature mantenute durante la preparazione delle miscele
- silos: l'uso di silos per l'immagazzinamento temporaneo dei conglomerati bituminosi sarà consentito nelle seguenti modalità:
 - il conglomerato bituminoso può essere immagazzinato nei silos per un periodo di tempo non superiore a tre ore
 - il conglomerato bituminoso può essere immagazzinato nei silos isolati termicamente per un periodo di tempo non superiore a ventiquattro ore

I silos dovranno essere costruiti in modo che i conglomerati bituminosi, uscenti da essi, soddisfino gli stessi requisiti che devono essere adempiuti dai conglomerati bituminosi caricati direttamente sui camion.

Se l'Ingegnere determina che vi sia un'eccessiva perdita di calore, oppure dei fenomeni di segregazione, o di ossidazione, troppo importanti, a causa dell'immagazzinamento temporaneo, allora non sarà consentito lo stoccaggio nei silos.

I camion utilizzati per il trasporto dei conglomerati bituminosi dovranno avere pareti di metallo solide, pulite e lisce. Per evitare che il materiale aderisca a queste pareti, esse dovranno essere leggermente ricoperte da una quantità minima di olio di paraffina, calce o altro materiale approvato. I prodotti derivanti dal petrolio non potranno essere utilizzati per il ricoprimento delle pareti del camion. Ogni camion dovrà avere un telone nella parte superiore per proteggere la miscela

da eventuali avverse condizioni meteorologiche. Se necessario, le pareti del camion potranno essere isolate o riscaldate, al fine di assicurare che la miscela sia inviata al sito di progetto alla temperatura ideale; i teloni dovranno essere fissati in modo sicuro.

Le vibrofinitrici dovranno essere ad azionamento autonomo e con una guida riscaldata, in grado di stendere e rifinire gli strati di conglomerato bituminoso che soddisferanno i requisiti di spessore, regolarità e livello. La vibrofinitrice dovrà avere una potenza sufficiente per trasportare l'attrezzatura senza danneggiare la superficie appena stesa.

La vibrofinitrice dovrà avere una tramoggia di capacità tale da garantire una stesa uniforme. La tramoggia dovrà essere equipaggiata con un sistema di distribuzione in grado di stendere la miscela uniformemente davanti alla guida, senza segregarla. La guida dovrà garantire una superficie finale con la regolarità e la tessitura richiesta, senza strappare, urtare o scavare la miscela.

La vibrofinitrice dovrà essere equipaggiata di un sistema di controllo, in grado di mantenere automaticamente la quota prevista della guida. Il sistema di controllo dovrà essere attivato in modo automatico, o tramite una linea di riferimento, o attraverso un sistema di sensori meccanici, o per mezzo di strumenti che mantengano la guida della vibrofinitrice con una giusta pendenza trasversale e con una quota opportuna, in modo da ottenere la superficie richiesta. L'apparecchio di controllo dell'inclinazione trasversale dovrà essere in grado di mantenere la guida con l'inclinazione desiderata, con una tolleranza dello 0,1%.

I controlli dovranno essere eseguiti tramite una delle seguenti apparecchiature:

- congegno simile ad uno sci, di lunghezza non inferiore a 30 piedi (9,14 m)
- spago (o filo metallico) teso con una inclinazione preimpostata
- sci piccolo o scarpa
- controllo laser

Se, durante la costruzione, si scopre che le attrezzature di stesa e rifinitura in uso lasciano strisce o aree scoperte, o generino altri difetti nella pavimentazione che non sono corretti in modo soddisfacente dalle operazioni previste, l'uso di tali

attrezzature dovrà essere interrotto e, da parte dell'Appaltatore, dovrà essere fornita un'apparecchiatura soddisfacente.

I rulli dovranno essere in buone condizioni e in grado di operare a basse velocità per evitare lo spostamento del conglomerato bituminoso. Il numero, il tipo e il peso dei rulli dovranno essere sufficienti a compattare la miscela alla densità richiesta.

Tutti i rulli dovranno essere progettati in modo specifico, dovranno essere adatti alla compattazione del conglomerato bituminoso e dovranno essere usati in modo appropriato. Non dovranno essere usati rulli che indeboliscano la stabilità di uno strato della sovrastruttura o dei terreni sottostanti. Eventuali depressioni nella superficie della pavimentazione, causate dai rulli, dovranno essere sistemate dall'Appaltatore a proprie spese.

Non sarà consentito l'utilizzo di apparecchiature che provochino la rottura dell'aggregato.

L'Appaltatore dovrà avere, in sito, un densometro nucleare, durante tutte le operazioni di stesa, al fine di determinare lo schema ottimo di rullaggio, il tipo di rullo e le frequenze, anche al fine di monitorare gli effetti delle operazioni di rullaggio durante la produzione della pavimentazione. L'Appaltatore dovrà, inoltre, fornire un tecnico qualificato durante tutte le operazioni di pavimentazione per calibrare il densometro nucleare e ottenere letture accurate di densità per tutti i conglomerati bituminosi. Queste densità dovranno essere fornite all'Ingegnere, previa richiesta, in ogni momento della realizzazione della pavimentazione.

Il bitume dovrà essere riscaldato in maniera tale da evitare surriscaldamenti locali e garantire una fornitura continua di bitume al miscelatore a una temperatura uniforme. La temperatura del bitume inviato al miscelatore dovrà essere sufficiente per fornire una viscosità adatta al ricoprimento delle particelle d'aggregato, ma non dovrà superare i 325 °F (160 °C), se non diversamente richiesto dal produttore.

L'aggregato per il conglomerato bituminoso dovrà essere riscaldato e asciugato, prima di essere introdotto nel miscelatore. La temperatura massima dovrà essere tale da non arrecare alcun danno agli aggregati. La temperatura

dell'aggregato e del filler minerale non dovrà superare i 350 °F (175 °C) al momento dell'aggiunta del bitume. Dovrà essere prestata particolare attenzione al fatto che gli aggregati con un elevato tasso di calcio o magnesio non siano danneggiati dal surriscaldamento. La temperatura non dovrà essere più bassa di quanto richiesto per ottenere un ricoprimento completo e una distribuzione uniforme dello stesso sulle particelle d'aggregato, nonché per fornire una miscela di buona lavorabilità.

Gli aggregati e il bitume dovranno essere pesati, o misurati, e introdotti nel miscelatore nelle quantità definite dalla *Job Mix Formula*.

I materiali combinati dovranno essere miscelati fino a che l'aggregato non sia ricoperto, in modo uniforme, dal bitume e che quest'ultimo non sia distribuito all'interno di tutta la miscela. Il tempo di miscelamento bagnato dovrà essere il tempo più piccolo necessario a produrre una miscela soddisfacente, ma non dovrà essere inferiore a venticinque secondi. Esso dovrà essere stabilito, per tutti gli impianti, dall'Appaltatore, e dovrà essere basato sulla procedura per la determinazione della percentuale di particelle rivestite descritta nella Circolare ASTM D 2489, per ogni impianto e per ogni tipo d'aggregato usato. Questo tempo dovrà essere impostato per ottenere una percentuale di particelle rivestite del 95%. Per gli impianti continui¹⁵, il tempo minimo di miscelamento dovrà essere determinato dividendo il peso del materiale contenuto all'interno del miscelatore in fase operativa per il peso della miscela inviata al miscelatore in un secondo. La percentuale d'umidità di tutti i conglomerati bituminosi dopo lo scarico non dovrà superare lo 0,5%.

¹⁵ Per gli impianti sequenziali, il tempo di mescolamento bagnato inizia con l'introduzione del bitume nel miscelatore e termina con l'apertura della porta di scarico dello stesso. I fattori che governano l'efficienza del miscelamento sono la distribuzione dell'aggregato e del bitume nel momento dell'entrata nel pugmill (il pugmill è una macchina in cui i materiali sono simultaneamente macinati e miscelati con un liquido), la velocità dell'albero del miscelatore e la sistemazione delle pale e degli ingranaggi. L'esposizione prolungata all'aria e al calore nel pugmill consente l'indurimento della pellicola di bitume sull'aggregato. Il tempo di miscelamento, quindi, dovrà essere il più piccolo possibile per ottenere una distribuzione uniforme delle dimensioni dell'aggregato e un meticoloso rivestimento delle particelle di aggregato con il bitume [9].

Immediatamente prima della stesa del conglomerato bituminoso, lo strato sottostante dovrà essere ripulito da polvere e detriti¹⁶.

Prima della stesa del conglomerato bituminoso, l'Appaltatore dovrà preparare un piano delle operazioni di stesa, da sottoporre ad approvazione da parte dell'Ingegnere. Questo per minimizzare il numero di giunti a freddo nella pavimentazione. Tale piano dovrà includere la sequenza delle operazioni di stesa della pavimentazione in termini di postazioni, larghezza delle strisciate, posizione delle rampe provvisorie e temperatura di stesa. Il piano di stesa dovrà anche includere il tempo stimato di completamento di ogni fase lavorativa (ad esempio fresatura, pavimentazione, compattazione, raffreddamento, ...). Le modifiche al piano dovranno essere approvate dall'Ingegnere.

Il conglomerato bituminoso dovrà essere trasportato dall'impianto di produzione al sito per mezzo di veicoli conformi ai requisiti specificati alle pagg. 151 e 152, nella parte riferita alle attrezzature di trasporto. I viaggi dovranno essere programmati in modo che la stesa e la compattazione del conglomerato bituminoso siano uniformi, evitando che la vibrofinitrice sia sottoposta a continui cicli di accensione e spegnimento. Non dovrà essere consentito il transito dei mezzi su materiale steso da poco. Esso sarà permesso soltanto quando il materiale sarà compattato, come definito, e raffreddato fino alla temperatura atmosferica.

Le operazioni di pavimentazione nelle ore notturne saranno consentite sotto le seguenti condizioni:

- tutte le vibrofinitrici, i rulli, i camion e gli altri veicoli richiesti dall'Appaltatore per le sue operazioni dovranno essere equipaggiati con un sistema d'illuminazione artificiale sufficiente a completare il lavoro in condizioni di sicurezza
- il livello d'illuminazione minimo dovrà essere di 200 lux¹⁷ e dovrà essere mantenuto nelle seguenti aree:

¹⁶ L'Ingegnere dovrà valutare la presenza di vernice e/o depositi di gomma sulla pavimentazione esistente e, se necessario, potrà richiedere una fresatura o altri interventi necessari alla rimozione del vecchio materiale, prima della stesa di quello nuovo [9].

¹⁷ Il lux (simbolo lx) è l'unità di misura per l'illuminamento del Sistema Internazionale. Un lux è pari a un lumen fratto un metro quadrato. Per avere un'idea, la luce del Sole mediamente varia tra i 32.000 lx (32 klx) e i 100.000 lx (100 klx) [8].

- un'area di dimensioni 9 x 9 m immediatamente dietro le vibrofinitrici in movimento
- un'area di 4,5 x 9 m immediatamente davanti e dietro tutti i rulli in movimento
- un'area di 4,5 x 4,5 m in ogni punto dell'area che viene preparata per la stesa del conglomerato bituminoso
- come adempimento parziale delle condizioni appena descritte, l'Appaltatore dovrà fornire un'unità completa d'illuminazione artificiale, con una capacità minima di 3.000 watt, apposta su tutte le attrezzature, in modo tale da avere un'illuminazione diretta sull'area su cui si lavora
- in aggiunta, l'Appaltatore dovrà fornire alcune¹⁸ unità portatili d'illuminazione.

La stesa e la compattazione del conglomerato bituminoso dovranno avvenire a una temperatura utile per ottenere la densità, la superficie liscia e altri specifici requisiti, ma non dovrà essere inferiore a 250 °F (121 °C)

Le porzioni di pavimentazione esistente, adiacenti alle nuove porzioni appena stese, dovranno essere tagliate con una sega e rimosse attentamente, come previsto dai disegni, e dovranno essere cosparse di emulsione bituminosa prima che sia sistemato, accanto ad esse, il nuovo materiale.

Dopo l'arrivo, la miscela dovrà essere stesa, in piena larghezza, da una vibrofinitrice. Sarà stesa in un unico strato, di dato spessore, in modo da avere, a lavoro completo, lo spessore richiesto e in modo da essere conforme a quanto indicato nel progetto. La velocità della vibrofinitrice dovrà essere regolata per eliminare fenomeni di strappo e rimozione del conglomerato bituminoso. Se non ci sono alternative, la stesa della miscela dovrà iniziare lungo l'asse di una sezione in piano o dalla parte alta di un'area con unica pendenza. La miscela dovrà essere collocata tramite strisce adiacenti di data¹⁹ larghezza minima, ad eccezione delle zone di confine, che richiederanno di larghezza inferiore per il completamento dell'area. Non dovranno essere aggiunte guide, in adiacenza a quella presente, allo

¹⁸ L'Ingegnere dovrà specificare il numero minimo di unità portatili d'illuminazione [9].

¹⁹ L'Ingegnere dovrà aggiungere altri dettagli per le aree che richiedano sostituzione e rimozione di materiale. Egli dovrà anche specificare la larghezza maggiore della sezione da pavimentare, in modo da ridurre al minimo il numero di giunti longitudinali [9].

scopo di soddisfare i requisiti di larghezza minima di corsia specificati sopra, se non siano aggiunte, in accoppiamento a quelle precedenti, nuove sezioni. Il giunto longitudinale in uno strato dovrà essere sfalsato, rispetto al giunto nello strato immediatamente precedente, di almeno 1 piede (30 cm); tuttavia, il giunto nello strato superficiale dovrà essere collocato nell'asse della pavimentazione. I giunti trasversali in uno strato dovranno essere sfalsati di almeno 10 piedi (3 m) da quelli presenti nello strato precedente.

Nelle aree dove la presenza d'irregolarità, o di ostacoli inevitabili, renda impraticabile l'uso di vibrofinatrici e altre attrezzature meccaniche, la miscela può essere stesa a mano. Dovranno essere rimosse delle aree di segregazione nello strato superficiale, come determinato dall'Ingegnere, e sostituite a spese dell'Appaltatore. L'area dovrà essere rimossa con l'uso di una sega e fresata per uno spessore minimo di 2 pollici (5 cm). Tale superficie dovrà avere una larghezza minima pari a quella della pavimentazione e una lunghezza minima di 10 piedi (3 m).

Dopo la stesa, la miscela dovrà essere compattata, in modo completo e uniforme, tramite dei rulli. La superficie dovrà essere compattata il più presto possibile, nel momento in cui la miscela avrà raggiunto una stabilità sufficiente in modo che i rulli non causino fenomeni di spostamento e rottura non dovuti. La sequenza delle operazioni di compattazione e la tipologia dei rulli saranno a discrezione dell'Appaltatore. La velocità dei rulli dovrà, in ogni momento, essere sufficientemente bassa per evitare spostamenti della miscela e per rendere la compattazione efficace. Ogni spostamento che avviene come risultato dell'inversione di marcia del rullo, o per qualunque altro motivo, dovrà essere corretto immediatamente.

Dovrà essere fornito un numero sufficiente di rulli per la manipolazione del materiale prodotto nell'impianto. Le operazioni di rullaggio dovranno proseguire fino a quando la superficie non avrà raggiunto una struttura uniforme e non sarà ottenuta, in sito, la densità richiesta.

Per impedire l'adesione della miscela al rullo, le ruote dovranno essere equipaggiate con un raschiatore e mantenute opportunamente umide, evitando l'uso di una quantità eccessiva d'acqua.

Nelle aree non accessibili ai rulli, la miscela dovrà essere accuratamente compattata da approvate mazzeranghe²⁰ a forza motrice. Le mazzeranghe dovranno avere un peso non inferiore a 275 libbre (circa 125 kg), un piano di battitura largo non meno di 15 pollici (circa 38 cm), sottoposto ad almeno 4.200 vibrazioni al minuto.

Ogni miscela che si sleghi o si rompa, che si mischi con della sporcizia o che contenga qualunque altro difetto, dovrà essere rimossa e sostituita con nuova miscela fresca di produzione; essa dovrà essere immediatamente compattata per conformarsi all'area circostante. Questo lavoro dovrà essere portato a termine a spese dell'Appaltatore. Non saranno consentiti rappezzi.

La realizzazione di tutti i giunti dovrà essere compiuta in maniera tale da assicurare continuità fra gli strati e ottenere la densità richiesta. Tutti i giunti dovranno avere la medesima struttura di quelli presenti nelle altre sezioni dello strato.

I rulli non dovranno transitare sulla parte terminale della miscela stesa da poco, ad eccezione dei casi in cui sarà necessario realizzare un giunto trasversale. In quest'ultimo caso, il giunto dovrà essere realizzato o collocando una paratia o rastremando lo strato. La parte da rastremare dovrà essere rimossa, per tutto il suo spessore e tutta la sua larghezza, in linea dritta, in modo da mostrare una faccia verticale prima di collocare lo strato adiacente. In entrambi i metodi, tutte le superfici di contatto dovranno essere cosparse di bitume in modo da creare un rivestimento prima della stesa della nuova miscela contro il giunto.

I giunti longitudinali che sono irregolari, danneggiati, non compattati o caratterizzati da qualunque altro difetto (o che sono stati lasciati esposti per più di quattro ore o la cui temperatura di superficie si è abbassata a meno di 72°C), dovranno essere rimossi²¹ fino a mostrare una superficie pulita e sana per tutto lo spessore dello strato. Tutte le superfici di contatto dovranno essere ripulite e asciugate e, su di esse, dovrà essere apportato un rivestimento di bitume prima della stesa della nuova miscela contro il giunto.

²⁰ Mazzeranga: attrezzo formato da un'impugnatura lunga e da una piastra d'acciaio o di legno, utilizzato per spianare e rassodare il terreno [11].

²¹ La rimozione non dovrà essere superiore a 6 pollici (circa 15 cm) [9].

Come mostrato nel progetto, le superfici resistenti allo scivolamento dovranno essere fornite di scanalature, create con una sega. La pavimentazione sarà sufficientemente raffreddata prima di essere sottoposta a quest'operazione.

Le scanalature trasversali dovranno essere eseguite costituendo delle fessure larghe ¼ pollice (circa 6 mm) e altrettanto profonde. Esse dovranno essere continue per tutta la lunghezza della pavimentazione.

La pulizia delle scanalature dovrà essere continua durante le operazioni di realizzazione delle stesse. Tutta la sporcizia dovrà essere rimossa dalla superficie della pavimentazione e disposta all'esterno del sito, in accordo con le disposizioni di legge. Tutti i preparativi per lo spostamento di questo materiale di rifiuto dovranno essere fatti prima dell'inizio della realizzazione delle scanalature. Non dovrà essere consentito l'ingresso di tale materiale all'interno del sistema fognario.

3.4.2.5. Accettazione del materiale

Se non diversamente specificato, tutti i campioni per l'accettazione e la prova, necessari a determinare la conformità ai requisiti, dovranno essere realizzati dall'Ingegnere senza alcuna spesa per l'Appaltatore, ad eccezione dell'estrazione della parte centrale, se richiesta, che dovrà essere completata e pagata dall'Appaltatore. La stessa condizione vale per la prova con il profilografo²². Le organizzazioni di prova che compiono questi test (ad eccezione della prova con il profilografo) dovranno soddisfare i requisiti della Circolare ASTM D 3666. Tutte le attrezzature di laboratorio, fornite dall'Appaltatore, dovranno essere calibrate da un'organizzazione di prova indipendente, prima dell'inizio delle operazioni, a spese dell'Appaltatore.

Il materiale prodotto nell'impianto dovrà essere testato per la valutazione della stabilità, del flusso plastico e dei vuoti d'aria su un lotto base. Il

²² Il profilografo è uno strumento usato per misurare la rugosità della superficie di una pavimentazione. Agli inizi del ventesimo secolo i profilografi erano strumenti rotanti a bassa velocità. Oggi molti profilografi sono costituiti da sistemi avanzati, ad alta velocità, con un sensore di altezza, basato su misurazione laser, in unione a un sistema inerziale che crea un piano di riferimento ad ampia scala. È utilizzato dalle società di costruzione, o da consulenti dotati di certificazione, per misurare la rugosità delle strade in esercizio. I profilografi moderni sono strumenti totalmente computerizzati [13].

campionamento dovrà avvenire da materiale depositato nei camion o all'interno dello stabilimento o sul sito. I campioni dovranno essere prelevati in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 979. Un lotto consisterà ne:

- la produzione di un giorno, o di un turno, qualora non sia maggiore di 2.000 tons²³ (1.814.000 kg), oppure
- la produzione di una mezza giornata, o di un turno, nel caso la produzione giornaliera consista in una quantità compresa fra 2.000 e 4.000 tons (fra 1.814.000 e 3.628.000 kg), oppure
- suddivisioni simili per portate superiori a 4.000 tons (3.620.000 kg)

Dove sia presente più di un impianto che, in simultanea, produce materiale, le dimensioni dei lotti saranno applicate separatamente per ognuno di essi.

Ogni lotto consiste di quattro parti uguali. Sarà campionato, in modo casuale, da parte dell'Ingegnere, del materiale sufficiente per la preparazione dei campioni di prova, in accordo con le procedure contenute nella Circolare ASTM D 3665. Un set di campioni, compattati in laboratorio, sarà preparato per ogni parte di lotto, in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 6926, al numero di colpi richiesto dalla Tab. 3.4.2.3.1. Ogni set dei campioni compattati in laboratorio consisterà di tre porzioni di prova preparate dallo stesso campione.

Il campione di conglomerato bituminoso potrà essere posto in un contenitore metallico coperto e messo in forno per un tempo compreso fra 30 e 60 minuti²⁴, al fine di stabilizzare la temperatura di compattazione dei campioni, che dovrà essere quella specificata nella *Job Mix Formula*.

I campioni dovranno essere testati per la stabilità e il flusso plastico in accordo con la Circolare ASTM D 6927. I vuoti d'aria saranno determinati dall'Ingegnere in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 3203.

Prima dell'inizio delle prove, dovrà essere misurato il *Bulk Specific Gravity*²⁵ da parte dell'Ingegnere in accordo con le specifiche della Circolare

²³ Lo short ton è un'unità di peso che equivale a 2.000 libbre (circa 907 kg). Negli Stati Uniti è spesso chiamato semplicemente ton senza distinguerla dalla tonnellata o dal long ton (2.240 libbre = 1.020 kg) [13].

²⁴ L'Ingegnere dovrebbe aumentare i tempi di permanenza all'interno del forno, portandoli da un minimo di 60 ad un massimo di 90 minuti, quando sono utilizzati aggregati ad alto assorbimento [9].

²⁵ Il Bulk Specific Gravity è il peso specifico di un materiale solido poroso, quando il suo volume, usato nei calcoli, comprende sia i vuoti permeabili sia quelli impermeabili [12].

ASTM D 2726 usando la procedura concernente i campioni preparati in laboratorio e completamente asciutti, o le specifiche della Circolare ASTM D 1188, poiché entrambe le Circolari sono applicabili, al fine di usarlo nel calcolo dei vuoti d'aria e della densità della pavimentazione.

Per la determinazione dei vuoti d'aria, dovrà essere misurato il peso specifico massimo teorico della miscela, una volta per ogni porzione, in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 2041, Tipo C, D o E. Il valore usato nel calcolo dei vuoti d'aria, per ogni parte, dovrà essere basato sulla misura del peso specifico massimo teorico per ogni porzione.

La stabilità e il flusso plastico dovranno essere calcolati facendo la media dei risultati delle prove su tutti i campioni che costituiscono la parte.

L'accettazione del materiale prodotto in stabilimento per la stabilità, il flusso plastico e i vuoti d'aria dovrà essere eseguita dall'Ingegnere in accordo con i requisiti definiti qui di seguito.

Il materiale posto in sito dovrà essere testato, per l'approvazione della densità del materiale e del giunto, su un lotto base.

La dimensione del lotto per la valutazione della densità del materiale dovrà essere definita secondo le regole indicate a pag. 160, e dovrà essere divisa in quattro parti uguali. Un nucleo di materiale, compattato e finito, dovrà essere estratto, dall'Appaltatore, da ognuna delle quattro porzioni di materiale appena definite. Le posizioni di tali nuclei saranno determinate dall'Ingegnere in modo casuale, in accordo con le procedure contenute nella Circolare ASTM D 3665. Tali parti dovranno essere prelevate a una distanza minima, dal giunto trasversale o longitudinale, di 1 piede (circa 30 cm).

La dimensione del lotto per la valutazione della densità del giunto dovrà essere pari alla lunghezza totale dei giunti longitudinali costruiti da un lotto di materiale, definito secondo le regole indicate a pag. 160. Il lotto dovrà essere diviso in quattro parti. Anche in questo caso una porzione di materiale compattato e finito dovrà essere estratto dall'Appaltatore da ogni parte del lotto. Le posizioni di questo nucleo di materiale saranno determinate dall'Ingegnere in modo casuale, in accordo con le procedure della Circolare ASTM D 3665. In questo caso, però, tutti i nuclei di materiale dovranno essere centrati sul giunto. Il loro diametro

minimo, per la determinazione della densità del giunto, dovrà essere di 5 pollici (circa 13 cm).

I campioni di materiale dovranno essere estratti tramite carotatrice. La testa rotante della carotatrice dovrà essere di acciaio indurito, o di altro materiale con caratteristiche simili, con frammenti di diamante incassati nella testa rotante metallica. Il diametro minimo del campione dovrà essere di 5 pollici (circa 13 cm). I campioni che si mostrano chiaramente difettosi, come risultato dell'operazione di campionamento, dovranno essere scartati e dovrà essere ripetuta l'operazione di campionamento. L'Appaltatore dovrà fornire tutti gli strumenti, la manodopera e i materiali per il taglio dei campioni, la pulitura e il riempimento della pavimentazione enucleata. Quest'ultima dovrà essere pulita e i fori derivanti dal campionamento dovranno essere riempiti in maniera accettabile, secondo il parere dell'Ingegnere, entro massimo un giorno dal campionamento.

Il *Bulk Specific Gravity* di ogni campione sarà misurato dall'Ingegnere in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 2726 o ASTM D 1188, poiché ognuna di esse è applicabile. La compattazione percentuale (densità) di ogni campione sarà determinata dividendo il *Bulk Specific Gravity* di ogni campione delle porzioni di materiale considerate per il *Bulk Specific Gravity* medio di tutti i campioni preparati in laboratorio per il lotto, come determinato nelle pagg. 160 e 161, nella parte riferita alle prove. Il *Bulk Specific Gravity* per determinare la densità di giunto, nei giunti costituitisi fra i diversi lotti, dovrà essere la più bassa fra i valori di *Bulk Specific Gravity* ottenuti dai due diversi lotti.

L'accettazione del materiale collocato in sito, a proposito della sua densità, sarà determinata dall'Ingegnere in accordo con i requisiti definiti a pag. 163, nella parte riferita ai criteri d'accettazione per la densità del materiale e i vuoti d'aria, mentre quella per la densità del giunto sarà determinata in accordo con i propri requisiti definiti alle pagg. 163 e 164.

L'accettazione sarà basata sulle seguenti caratteristiche del conglomerato bituminoso e della pavimentazione, completata in base all'implementazione del Programma del Controllo di Qualità dell'Appaltatore e ai risultati di prova:

- stabilità
- flusso plastico

- vuoti d'aria
- densità del materiale
- densità del giunto
- spessore
- regolarità
- pendenza

L'Ingegnere può, in ogni momento, nonostante la precedente accettazione del piano, rifiutare tale accoglimento, e richiedere all'Appaltatore di disporre di ogni gruppo di conglomerati bituminosi che è stato reso inadatto all'uso a causa di contaminazione, segregazione, rivestimento incompleto di aggregato o temperatura di miscela non adatta. Questo rifiuto può essere basato su un'ispezione solamente visuale o su misure di temperatura. Nel caso vi sia tale rifiuto, l'Appaltatore, alla presenza dell'Ingegnere, può prendere un campione rappresentativo di materiale rifiutato e, se può essere dimostrato in laboratorio, sempre alla presenza dell'Ingegnere, che questo materiale è stato erroneamente rifiutato, il pagamento sarà effettuato, per il materiale, al prezzo unitario di contratto.

L'accettazione di ogni lotto di materiale prodotto in stabilimento, per quanto riguarda la densità del materiale e i vuoti d'aria, dovrà essere basata su una percentuale di materiale all'interno dei limiti di specificazione (PWL). Se il PWL del lotto è uguale o superiore al 90%, il lotto sarà accettabile.

L'accettazione di ogni lotto di materiale prodotto in stabilimento, per quanto riguarda la stabilità e il flusso plastico, dovrà essere basata, anche in questo caso, sulla percentuale di materiale all'interno dei limiti di specificazione (PWL). Se il PWL del lotto è uguale o superiore al 90%, il lotto sarà, come nel caso precedente, accettabile. Se il PWL è inferiore al 90%, l'Appaltatore dovrà determinarne il perché e apportare le azioni correttive. Se il PWL è inferiore all'80%, l'Appaltatore dovrà bloccare la produzione fino a che non siano determinate le ragioni per una scarsa stabilità e/o per un basso flusso plastico; in seguito, egli dovrà apportare correzioni alla miscela.

L'accettazione di ogni lotto di materiale prodotto in stabilimento per la densità del giunto dovrà, ancora una volta, essere basata sulla percentuale di

materiale all'interno dei limiti di specificazione (PWL). Se il PWL del lotto è uguale o superiore al 90%, il lotto dovrà essere considerato accettabile. Se il PWL è inferiore al 90%, l'Appaltatore dovrà valutare le ragioni di ciò e agire di conseguenza. Se il PWL è inferiore all'80%, l'Appaltatore dovrà cessare le operazioni fino che non siano determinate le ragioni per la scarsa compattazione.

Le misure di spessore dovranno essere portate a termine dall'Ingegnere, usando i nuclei estratti, da ogni porzione di materiale, per la misura della densità. Dove le tolleranze di spessore non sono soddisfatte, il lotto, o la sua parte, dovrà essere corretto dall'Appaltatore, a sue spese, rimuovendo l'area in difetto e sostituendola con nuova pavimentazione. L'Appaltatore, a sue spese, potrà estrarre nuclei aggiuntivi di pavimentazione, come approvato dall'Ingegnere, per circoscrivere l'area carente.

La superficie finale dovrà essere libera dai segni di rullo. Le superfici ultimate di ogni strato della pavimentazione, ad eccezione della superficie dello strato finale, non dovranno variare più di $\frac{3}{4}$ pollice (circa 2 cm) in base alla valutazione effettuata con un righello da 16 piedi (circa 5 m). La superficie finita dello strato finale della pavimentazione non dovrà variare più di $\frac{1}{4}$ pollice (circa 6 mm) in base alla valutazione effettuata con un righello da 16 piedi (circa 5 m). La dimensione del lotto dovrà essere specificata dall'Ingegnere²⁶. In direzione

²⁶ È raccomandata una superficie minima di 1.650 m². Può essere incluso l'uso di un profilografo per la valutazione della regolarità della superficie, ma esso non è pratico per tutte le costruzioni di conglomerato bituminoso. L'uso del profilografo è raccomandato per nuove costruzioni, o per ricoprimenti, progettate per correggere mancanze di qualità e regolarità. Se è incluso l'utilizzo del profilografo, il righello si applicherà soltanto in direzione perpendicolare. Per includere i requisiti del profilografo, si devono aggiungere i requisiti della Circolare ASTM E 1274 alla lista di prove referenziata e, oltre a ciò, anche quanto segue:

- l'Appaltatore dovrà fornire un profilografo a ruote di 25 piedi (circa 8 m), e un operatore competente, per la misura delle deviazioni dalla superficie della pavimentazione. Il profilografo dovrà essere utilizzato in accordo con le istruzioni del produttore e a una velocità non superiore a 3 mph (circa 5 km/h). I profilogrammi originali, per le aree interessate, interpretati in accordo con le specifiche della Circolare ASTM E 1274, dovranno essere forniti dall'Ingegnere. I profilografi dovranno essere calibrati prima della prova.

Definiremo sezione tipica quella che avrà una larghezza pari alla larghezza della corsia e una lunghezza di 0,1 miglia (circa 160 m). L'indice di profilo sarà determinato in accordo con le specifiche della Circolare ASTM E 1274. All'interno della sezione di 0,1 miglia (circa 160 m), tutte le aree rappresentate da punti che hanno una deviazione superiore a 0,4 pollici (circa 1 cm) su 25 piedi (circa 8 m), o meno, dovranno essere rimosse dall'Appaltatore, usando un metodo opportuno. Dopo aver rimosso tutte le singole deviazioni oltre 0,4 pollici (circa 1 cm) dovranno essere attuati interventi correttivi per

longitudinale, dovrà essere fatta una lettura di regolarità al centro di ogni strisciata di pavimentazione. In direzione trasversale, tali letture dovranno essere fatte continuamente, in tutta la larghezza della pavimentazione. Tuttavia, le letture di regolarità in direzione trasversale non dovranno essere portate a termine attraverso cambi di pendenza appositamente progettati. Nelle aree di transizione, le posizioni del righello dovranno essere corrette, per misurare la regolarità della superficie e non i cambi di pendenza. Quando più del 15% di tutte le misure effettuate, all'interno di un lotto, oltrepassa la tolleranza prefissata, l'Appaltatore dovrà rimuovere l'area carente fino alla base dello strato finale della pavimentazione e sostituirla con nuovo materiale. Non saranno consentiti rappezzi. Punti isolati potranno essere trascurati, a patto che lo spessore dello strato sia attinente con il valore definito nei progetti. L'area totale di queste zone singolari non dovrà superare i 12,5 m². Le aree oltre questa tolleranza richiederanno una rimozione, e una relativa sostituzione, di pavimentazione in accordo con le limitazioni appena definite.

Dovrà anche essere determinata la percentuale di materiale all'interno dei limiti di specifica (PWL). Tali limiti²⁷, distinti in superiore (*upper*) e inferiore (*lower*) sono contenuti nella Tab. 3.4.2.5.1:

ottenere la qualità richiesta. Tutti questi interventi dovranno essere completati prima di determinare lo spessore della pavimentazione.

Per le sezioni di pavimentazione dove le correzioni sono necessarie, dovrà essere utilizzato un secondo profilografo per verificare che le correzioni hanno prodotto un indice di profilo di 15 pollici per miglio, o inferiore (circa 24 cm per chilometro). Se l'indice di profilo iniziale è inferiore a 15, saranno riprofilate soltanto quelle aree che hanno una deviazione superiore a 0,4 pollici (circa 1 cm), per la verifica sulla correttezza.

Singole sezioni inferiori a 50 piedi (circa 15 m), nonché i 15 piedi (circa 4,5 m) terminali di ogni sezione, dove l'Appaltatore non è responsabile per la sezione adiacente, dovranno essere sistemati in accordo con quanto descritto alle pagg. 164 e 165, nella parte concernente la regolarità.

Se c'è una sezione di 250 piedi (circa 76 m) o meno, dovrà essere realizzato un profilogramma per essa.

²⁷ I limiti di tolleranza applicabili al progetto, basati sui criteri specificati nella Tab. 3.4.2.3.1, dovranno essere specificati dall'Ingegnere dalle informazioni mostrate e inserite nella Tab. 3.4.2.5.1. Gli asterischi denotano i punti d'inserimento.

PROPRIETA' DEL TEST	*	
Numero di colpi	*	
	Tolleranza	
	L	U
Stabilità, minimo (libbre)	*	*
Flusso plastico (0,01 pollici)	*	*
Vuoti d'aria totali della miscela (%)	*	*
Densità del materiale (%)	*	*
Densità del giunto (%)	*	*

Tab. 3.4.2.5.1 – Limiti di accettazione Marshall per stabilità, flusso plastico, vuoti d'aria e densità²⁸ [9].

Tutte le singole prove per la valutazione della densità del materiale e dei vuoti d'aria dovranno essere controllate per i lembi di ricoprimento, in accordo con le specifiche della Circolare ASTM E 178, a un livello indicativo del 5%. I livelli di ricoprimento dovranno essere scartati e il PWL dovrà essere determinato utilizzando i restanti valori di prova.

I criteri presentati all'interno della Tab. 3.4.2.5.1 sono basati su processi di produzione che hanno una variabilità con le seguenti deviazioni standard:

Densità del materiale dello strato di superficie (%): 1,30

28

PROPRIETA' DEL TEST	Pavimentazioni progettate per aerei con peso a pieno carico uguale o superiore a 60.000 libbre e pressione degli pneumatici uguale o superiore a 100 psi		Pavimentazioni progettate per aerei con peso a pieno carico inferiore a 60.000 libbre e pressione degli pneumatici inferiore a 100 psi	
	75		50	
	Limiti di tolleranza		Limiti di tolleranza	
	L	U	L	U
Stabilità, minimo (libbre)	1800	--	1000	--
Flusso plastico (0,01 pollici)	8	16	8	20
Vuoti d'aria totali della miscela (%)	2	5	2	5
Densità del materiale dello strato di superficie (%)	96,3	[101,3]	96,3	[101,3]
Densità del materiale dello strato di base (%)	95,5	[101,3]	95,5	[101,3]
Densità del giunto (%)	93,3	--	93,3	--

L'Ingegnere dovrà specificare sia il valore superiore sia il valore inferiore del criterio di accettazione per il PWL per la densità.

<u>Densità del materiale dello strato di base (%)</u> :	1,55
<u>Densità del giunto (%)</u> :	2,10

L'Appaltatore dovrà notare che:

- 90 PWL sia raggiunto durante la produzione dello strato superficiale con una densità media del materiale pari almeno al 98%, con una variabilità uguale o inferiore all'1,30%
- 90 PWL sia raggiunto durante la produzione dello strato di base con una densità media del materiale pari almeno al 97,5%, con una variabilità uguale o inferiore all'1,55%
- 90 PWL sia raggiunto durante la produzione dei giunti con una densità media del giunto pari almeno al 96%, con una variabilità uguale o inferiore al 2,10%.

Il ricampionamento di un lotto di pavimentazione sarà consentito soltanto per la valutazione della densità del materiale e, solo se l'Appaltatore richiede la stessa cosa, in forma scritta, entro quarantotto ore dal ricevimento, sempre in forma scritta, dei risultati di prova dall'Ingegnere. La ripetizione del test dovrà essere fatta seguendo le medesime procedure di campionamento e prova contenute alle pagg. 161, 162 e 163, nelle parti riferite materiale in sito e ai criteri d'accettazione per la densità del materiale e per i vuoti d'aria.

Sarà consentito un solo ricampionamento per lotto. Inoltre dovrà essere ricalcolato un PWL per il lotto ricampionato. Il numero di prove usato per calcolare il nuovo PWL dovrà essere comprensivo sia delle prove iniziali per quel lotto sia delle prove da ripetere.

I controlli per i lembi di ricoprimento dovranno essere portati a termine in accordo con le specifiche della Circolare ASTM E 178.

3.4.2.6. Controllo di qualità dell'Appaltatore

L'Appaltatore dovrà sviluppare un Programma del Controllo di Qualità. Esso dovrà indirizzarsi a tutti gli elementi che riguardano la qualità della pavimentazione, ma non solo, come:

- miscela di progetto
- classificazione degli aggregati
- qualità dei materiali
- gestione delle scorte
- proporzionamento
- produzione e trasporto
- stesa e finitura
- giunti
- compattazione
- regolarità della superficie
- personale
- piano delle operazioni di stesa

L'Appaltatore dovrà compiere il controllo di qualità durante il campionamento e le prove, e dovrà procedere con ispezioni durante tutte le fasi del lavoro; inoltre, dovrà farlo in modo sufficiente da assicurare che il lavoro sia conforme ai requisiti del contratto e alle frequenze minime di prova richieste alle pagg. 168, 169 e 170, nella parte riferita alle prove di controllo della qualità. Come parte del processo per l'approvazione del piano dell'Appaltatore, l'Ingegnere potrà richiedere il personale tecnico dell'Appaltatore per eseguire prove su campioni al fine di dimostrare un livello accettabile di prestazione.

L'Appaltatore dovrà fornire un laboratorio per le prove sui conglomerati bituminosi, sufficientemente equipaggiato, che soddisfi i requisiti esposti alle pagg. 147, nella parte riferita al laboratorio di prova, e alle pagg. 148, 149, 150 e 151, nella parte riferita alle attrezzature di prova, e che sia posto nello stabilimento o in sito. L'Appaltatore dovrà fornire all'Ingegnere un certificato che indichi che tutte le attrezzature di prova che saranno utilizzate sono opportunamente calibrate e soddisfano le specifiche richieste dalle procedure di prova.

L'Appaltatore dovrà compiere tutte le prove del controllo di qualità necessarie al controllo della produzione e dei processi di produzione applicabili a queste specifiche, come stabilito nel Programma di Controllo della Qualità. Il programma di prove dovrà includere, come minimo, test per il controllo della

percentuale di bitume, per la classificazione degli aggregati, per le temperature, per l'umidità dell'aggregato, per la compattazione in sito e per la regolarità della superficie. Dovrà essere sviluppato un Piano di Prove del Controllo di Qualità, come parte del Programma di Controllo della Qualità.

Per la determinazione della percentuale di bitume dovrà essere compiuto un minimo di due prove, in accordo con le specifiche delle Circolari ASTM D 6307 o ASTM D 2172. Il peso della porzione di cenere di prova, come descritto nella Circolare ASTM D 2172, dovrà essere determinato come parte del primo test, eseguito all'inizio della produzione nello stabilimento. L'ultimo valore, del peso di cenere, ottenuto dovrà essere utilizzato nel calcolo della percentuale di bitume all'interno della miscela. La percentuale di bitume per il lotto dovrà essere determinata calcolando la media dei risultati di prova.

È consentito l'uso del metodo nucleare per la determinazione della percentuale di bitume, in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 4125, a patto che sia calibrato sulla specifica miscela che sarà usata.

Le classificazioni dell'aggregato dovranno essere determinate, per un minimo di due volte per lotto, da analisi meccaniche sull'aggregato estratto, in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 5444 e ASTM C 136

Il contenuto di umidità dell'aggregato, usato per la produzione, dovrà essere determinato per un minimo di una volta per lotto, in accordo con le specifiche della Circolare ASTM C 566.

Il contenuto di umidità della miscela, usata per la produzione, dovrà essere determinato una volta per lotto in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 1461 (o AASHTO T110)²⁹.

Le temperature dovranno essere controllate, almeno quattro volte per lotto, nei punti necessari alla determinazione le temperature dell'essiccatore, del bitume nella cisterna di stoccaggio, della miscela sia in stabilimento sia in sito.

L'Appaltatore dovrà condurre ogni necessaria prova per assicurare il raggiungimento della densità prevista. Può essere utilizzato un apparecchio nucleare per monitorare la densità della pavimentazione, in accordo con le specifiche della Circolare ASTM D 2950.

²⁹ La Circolare ASTM D 1461 può essere sostituita con la procedura di prova per il contenuto di umidità AASHTO T110 usando o un forno o un microonde convenzionale.

Può essere portata a termine ogni prova aggiuntiva che l'Appaltatore ritiene necessaria per controllare il processo.

L'Ingegnere si riserva il diritto di monitorare una o più prove (anche tutte) fra quelle descritte in precedenza.

Quando diretto dall'Ingegnere, l'Appaltatore dovrà campionare e provare ogni materiale che appare inconsistente con gli altri materiali già campionati, salvo che tale materiale non sia stato volontariamente rimosso e sostituito, o che i difetti siano stati corretti dall'Appaltatore stesso. Tutte le operazioni di campionamento dovranno essere compiute in accordo con le procedure standard specificate.

L'Appaltatore dovrà tenere delle tabelle di controllo lineare, sia per le singole misure sia per i *ranges* (ad esempio fra la misura più alta e quella più bassa), per la classificazione dell'aggregato e per la determinazione della percentuale di bitume.

Le tabelle di controllo dovranno essere affisse in un luogo soddisfacente per l'Ingegnere. Come minimo, le tabelle di controllo dovranno identificare il numero di progetto, il numero del contratto, il numero di prova, ogni parametro di prova, i Limiti di Azione e Sospensione applicabili a ogni parametro di prova e, infine, i risultati di prova dell'Appaltatore. Quest'ultimo dovrà usare le tabelle come parte di un sistema di controllo dei processi per identificare potenziali problemi e cause prima che essi avvengano. Se i dati definiti dall'Appaltatore durante la produzione indicano un problema, e l'Appaltatore non sta adottando la giusta contromisura, l'Ingegnere può sospendere la produzione, o l'accettazione del materiale.

Le tabelle di controllo per le singole misure dovranno essere stabilite per mantenere il controllo dei processi all'interno della tolleranza per la classificazione dell'aggregato e la percentuale di bitume. I diagrammi di controllo dovranno utilizzare i valori obiettivo della *Job Mix Formula* come indicatori di tendenza per i seguenti parametri di prova, con gli associati Limiti di Azione e Sospensione:

Setaccio		Limite di Azione	Limite di Sospensione
pollici	mm		
¾	19,000	0%	0%
½	12,500	+/- 6%	+/- 9%
⅜	9,500	+/- 6%	+/- 9%
n. 4	4,750	+/- 6%	+/- 9%
n.16	1,180	+/- 5%	+/- 7,5%
n. 50	0,300	+/- 3%	+/- 4,5%
n. 200	0,075	+/- 2%	+/- 3%
Percentuale di bitume		+/- 0,45%	+/- 0,70%

Tab. 3.4.2.6.1 – Tabella di controllo dei limiti per singole misure [9].

Le tabelle di controllo per i *ranges* dovranno essere stabilite per controllare la variabilità del processo per i parametri di prova e i Limiti di Sospensioni. Il *range* dovrà essere calcolato per ogni lotto, come differenza fra i due risultati di prova, per ogni parametro di controllo.

Il Programma del Controllo della Qualità dell'Appaltatore dovrà indicare le azioni appropriate da eseguire quando si ritiene che il processo sia al di fuori dei limiti di tolleranza. Il Piano dovrà contenere una serie di regole da rispettare con esattezza quando il processo è fuori controllo ed esporre minuziosamente quale azione sarà compiuta, per riportare il processo sotto controllo. Come minimo, un processo dovrà essere ritenuto fuori controllo, e la produzione conseguentemente dovrà essere bloccata, dovendo prendere le opportune contromisure, se:

- un punto ricade al di fuori del Limite di Sospensione (inteso come singola misura o *range*), oppure
- due punti successivi ricadono al di fuori dei limiti d'Azione per le singole misure

L'Appaltatore, giornalmente, dovrà mantenere delle registrazioni e dovrà sottoporre i rapporti delle attività di controllo della qualità, in accordo con il Programma di Controllo della Qualità.

3.4.2.7. Specifiche di prova

Le specifiche di prova da seguire sono contenute nelle seguenti Circolari:

ASTM C 29	Peso specifico dell'aggregato
ASTM C 88	Risposta degli aggregati all'utilizzo di solfato di sodio o solfato di magnesio
ASTM C 117	Materiale passante al setaccio n. 200 (più fine di 75 mm) negli aggregati minerali tramite lavaggio
ASTM C 131	Resistenza delle particelle di piccole dimensioni dell'aggregato grosso al degrado da abrasione e impatto nel macchinario della Prova Los Angeles
ASTM C 136	Analisi dell'aggregato grosso e fine nei setacci
ASTM C 183	Campionamento e numero di prove sul cemento idraulico
ASTM C 566	Percentuale di umidità totale dell'aggregato evaporabile per essiccamento
ASTM D 75	Campionamento degli aggregati
ASTM D 979	Campionamento dei conglomerati bituminosi per la pavimentazione
ASTM D 995	Impianti di produzione per i conglomerati bituminosi
ASTM D 1073	Aggregato fine per i conglomerati bituminosi
ASTM D 1188	<i>Bulk Specific Gravity</i> e densità dei conglomerati bituminosi compattati
ASTM D 1461	Umidità o distillati volatili nei conglomerati bituminosi
ASTM D 2041	Peso specifico massimo teorico e densità dei conglomerati bituminosi
ASTM D 2172	Estrazione quantitativa di bitume da conglomerati bituminosi
ASTM D 2419	Valore dell'equivalente in sabbia di terreni e aggregato fine
ASTM D 2489	Stima del grado di rivestimento delle particelle di miscele bitume-aggregato
ASTM D 2726	<i>Bulk Specific Gravity</i> e densità di conglomerati bituminosi compattati non assorbenti
ASTM D 2950	Densità del conglomerato bituminoso in sito tramite metodi nucleare

ASTM D 3203	Percentuale di vuoti d'aria nei conglomerati bituminosi compattati sia chiusi sia aperti
ASTM D 3665	Campionamento casuale dei materiali da costruzione
ASTM D 4125	Percentuale di bitume nei conglomerati bituminosi tramite metodo nucleare
ASTM D 4318	Limite liquido, limite plastico e indice di plasticità dei terreni
ASTM D 4791	Particelle piatte, particelle allungate, o particelle sia piatte sia allungate nell'aggregato grosso
ASTM D 4867	Effetto dell'umidità sulle miscele di conglomerato bituminoso
ASTM D 5444	Analisi meccanica della dimensione degli aggregati estratti
ASTM D 6926	Preparazione di campioni di conglomerato bituminoso usando l'apparecchiatura Marshall
ASTM D 6927	Stabilità Marshall e flusso plastico dei conglomerati bituminosi
ASTM E 11	Setacci rivestiti di fil di ferro per scopi di prova
ASTM E 178	Osservazioni isolate
ASTM E 1274	Misura della rugosità della pavimentazione mediante uso di un profilografo
AASHTO T 30	Analisi meccanica degli aggregati estratti
[AASHTO T 110 Manuale n. 2 dell' <i>Asphalt Institute</i> (MS-2)	Umidità o distillati volatili nei conglomerati bituminosi] Metodo di produzione dei conglomerati bituminosi

3.4.3. Materiale stabilizzato per lo strato di fondazione

Dopo le trattazioni concernenti i materiali per lo strato superficiale in conglomerato bituminoso e per lo strato di base, in questo paragrafo parlerò del materiale utilizzato per lo strato di fondazione.

In primo luogo bisogna ricordare che il terreno di sottofondo che utilizzerò nella mia sovrastruttura ha un indice CBR basso, pari a 3. Questo comporta alcune

modifiche rispetto a una canonica progettazione di una sovrastruttura (solitamente, infatti, si ha a che fare con indici CBR del sottofondo più elevati, ad esempio pari a $6 \div 8$). Infatti, tutto ciò porta a due possibili soluzioni.

La prima consiste nell'utilizzare un materiale naturale per lo strato di fondazione considerando, ad esempio, prendendo sempre come riferimento materiali di derivazione americana, un materiale del tipo P-154, ossia un aggregato non frantumato. L'utilizzo, tuttavia, di un materiale naturale, alla presenza di un valore dell'indice CBR di sottofondo così basso, porta ad avere uno spessore troppo elevato dello strato di fondazione.

Per questo motivo vado a considerare la seconda soluzione che, come si può intuire, è stata scelta come ideale per il nostro caso di progetto. Essa consiste in una stabilizzazione dell'aggregato con del cemento, in misura del 5%. Ma in cosa consiste il processo di stabilizzazione?

Per stabilizzazione di un terreno si deve intendere un processo di trattamento condotto su di una terra con apporto di leganti artificiali e/o naturali, in modo che si abbia una miglioria delle proprietà chimiche, fisiche e meccaniche che siano durature nel tempo.

Prima dell'avvio delle attività, per l'accettazione da parte della direzione dei lavori, l'impresa ha fornito un esaustivo dossier tecnico sui materiali da impiegare (terreno, legante, ...) e sulle modalità operative di cantiere.

Saranno impiegati i soli terreni di cui sia provata, con un'appropriata serie di analisi, condotte dal Laboratorio Ufficiale di Prova, la capacità di dare luogo a quelle trasformazioni chimico-fisiche che portano al miglioramento delle peculiarità di lavorabilità e delle proprietà meccaniche dei terreni stessi.

Orientativamente i materiali presenti in situ da sottoporre al trattamento con legante, da definire in funzione del risultato delle prove, sono terre appartenenti ai gruppi A_{1-a} e A₂₋₄ (classificazione CNR – UNI 10006).

I contenuti di sostanze organiche e di solfati e cloruri sono inferiori rispettivamente al 3% e al 2%.

Sul materiale trattato con legante, è stato trasmesso uno studio sulla compattazione secondo la modalità PROCTOR-AASHO Mod. della normativa CNR – BN n. 69.

Il tipo di legante, il suo dosaggio e le condizioni di umidità ottimali devono provenire da uno studio di laboratorio, realizzato confezionando una serie esauriente di provini secondo la norma AASHTO T180 *Prova modificata*.

Le caratteristiche di resistenza sono ottenute da prove di compressione, a espansione laterale libera, a sette giorni di maturazione in ambiente saturo.

La resistenza media alla compressione dopo sette giorni di maturazione, individuata su almeno tre campioni, deve essere non più bassa di 2,50 MPa e, in ogni modo, nessun provino può avere resistenza alla compressione a rottura S_r minore di 2,00 MPa.

È stata condotta, per di più, un'altra serie di prove per stimare la resistenza a trazione indiretta, in base alla quale S_t deve essere maggiore, come minimo, di 0,30 MPa, valutata secondo la prova CNR – BU n. 97, come media su almeno tre campioni e, in ogni caso, S_t non deve essere in nessun caso inferiore a 0,25 MPa per ogni singolo provino.

A seguito del procedimento di saturazione deve essere segnalato il dato sul rigonfiamento volumetrico, che deve in ogni modo essere minore dello 0,50%.

Due provini, per ogni condizione sperimentata, dopo tre giorni di maturazione in ambiente saturo sono stati totalmente immersi in acqua e prelevati dopo quattro giorni in modo che fossero maturati per sette giorni.

Su questi ultimi provini sono state eseguite prove di compressione a espansione laterale libera e prove di trazione indiretta, con le stesse modalità utilizzate per i campioni non immersi in acqua, i cui risultati non devono essere inferiori all'80% dei rispettivi valori di resistenza indicati in precedenza.

I campioni immersi in acqua mantengono la loro forma e volume, senza generare fessurazioni e/o plasticizzazioni.

I risultati delle prove di compressione a espansione laterale impedita e delle prove a trazione indiretta, eseguite sui campioni del terreno di sottofondo, appartenenti ai gruppi A_{1-a} e A₂₋₄ (classificazione CNR – UNI 10006), sottoposti a stabilizzazione, dopo sette giorni di maturazione, sono illustrati qui di seguito, sia per i campioni immersi in acqua sia per quelli non immersi.



Fig. 3.4.3.1 – Campione 01_T sottoposto a prova di trazione indiretta.



Fig. 3.4.3.2 – Campione 02_C sottoposto a prova di compressione a espansione laterale libera.



Fig. 3.4.3.3 – Campione 03_T immerso in acqua e sottoposto a prova di trazione indiretta



Fig. 3.4.3.4 – Campione 04_C immerso in acqua sottoposto a prova di compressione a espansione laterale libera

Campioni di sottofondazioni Stabilimento Marcegaglia S.p.A.						
Campione	Peso (g)	Diametro (cm)	Altezza (cm)	Sezione (cm²)	Volume (cm³)	Peso sp. (g/cm³)
01_T	7469	19,50	19,50	183,85	3585,15	2,08
02_C	7246	18,00	18,00	183,85	3309,37	2,19
03_T	6553	15,30	18,50	183,85	3401,30	1,93
04_C	6843	15,30	18,00	183,85	3309,37	2,07

Tab. 3.4.3.5 – Dati geometrici dei campioni di sottofondo utilizzati per la stabilizzazione.

Campioni	Prova E.L.L.		Prova trazione indiretta	
	Carico (kg)	Tensione (kg/cm²)	Carico (kg)	Tensione (kg/cm²)
01_T			1935	4,13
02_C	4750	25,84		
03_T			1400	3,15
04_C	4690	25,51		

Tab. 3.4.3.6 – Valori di carico e tensione rilevati al momento della rottura del provino.

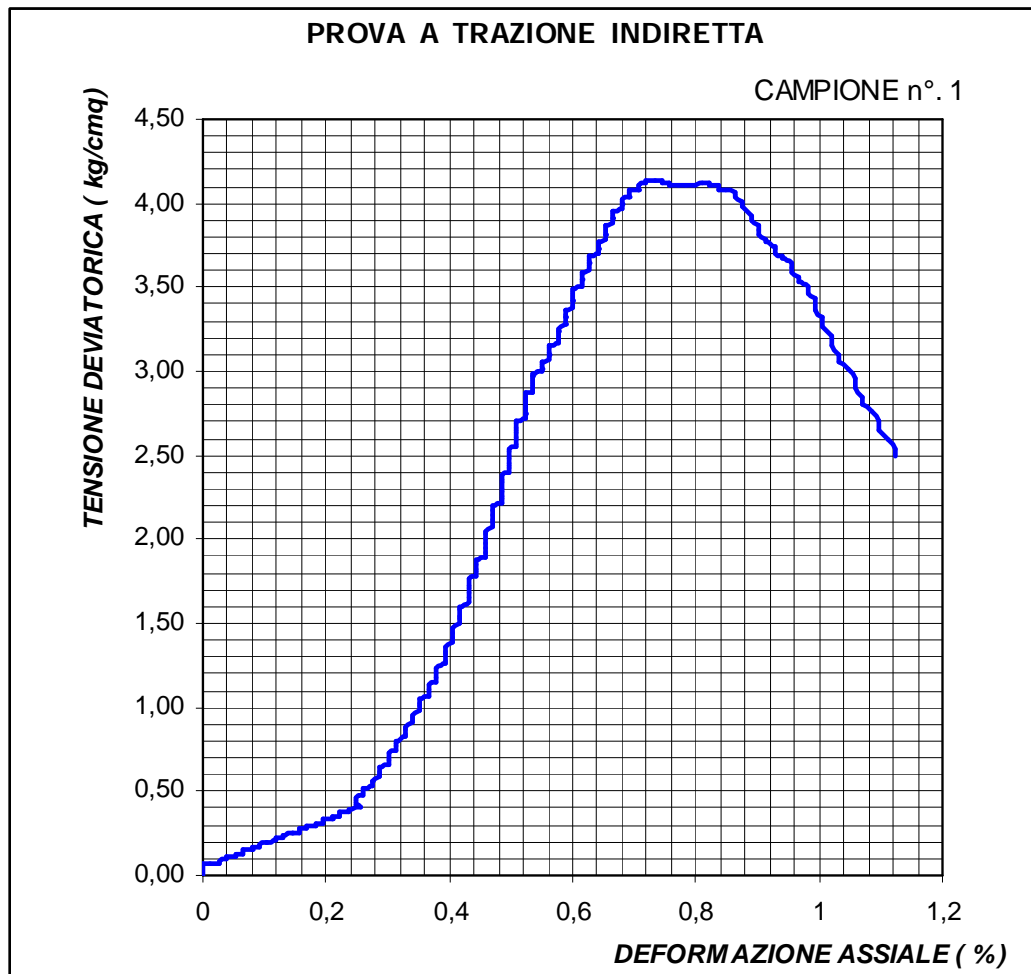


Fig. 3.4.3.7 – Diagramma sforzi-deformazioni ottenuto dopo prova di trazione indiretta sul campione 01_T.

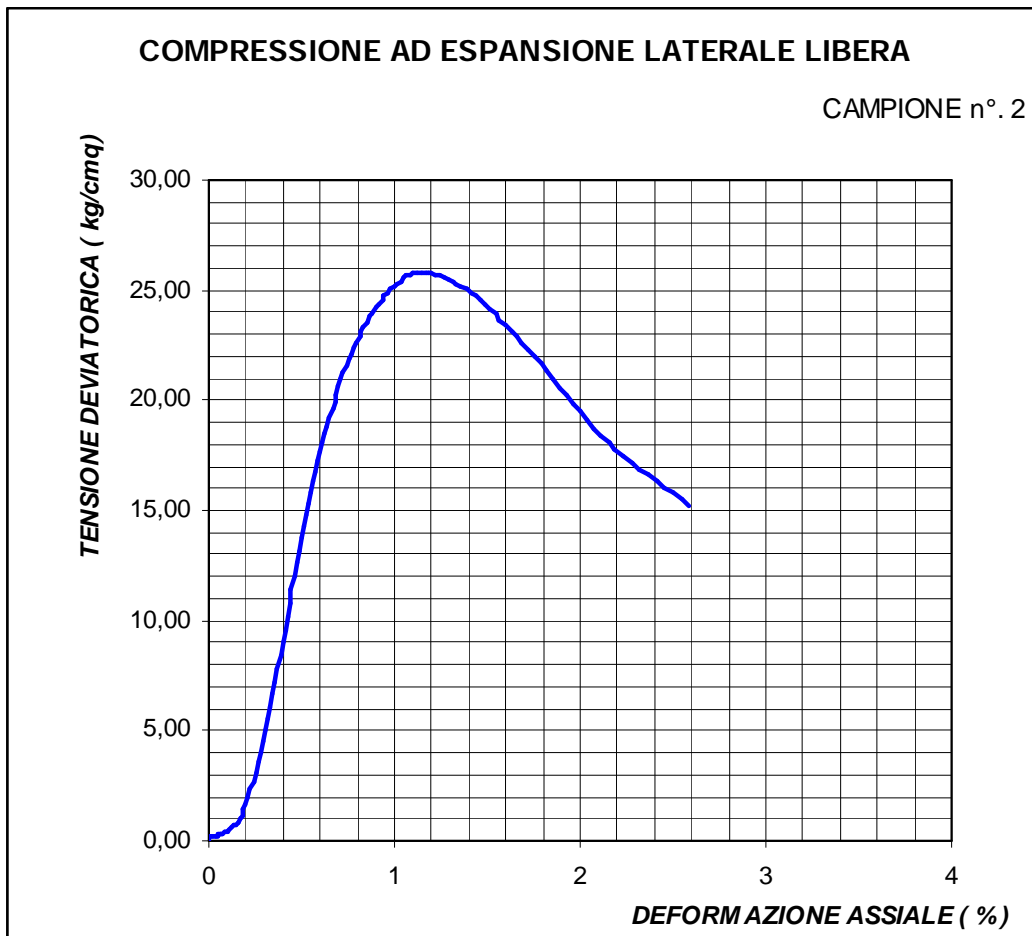


Fig. 3.4.3.8 - Diagramma sforzi-deformazioni ottenuto dopo prova di compressione a espansione laterale libera sul campione 02_C.

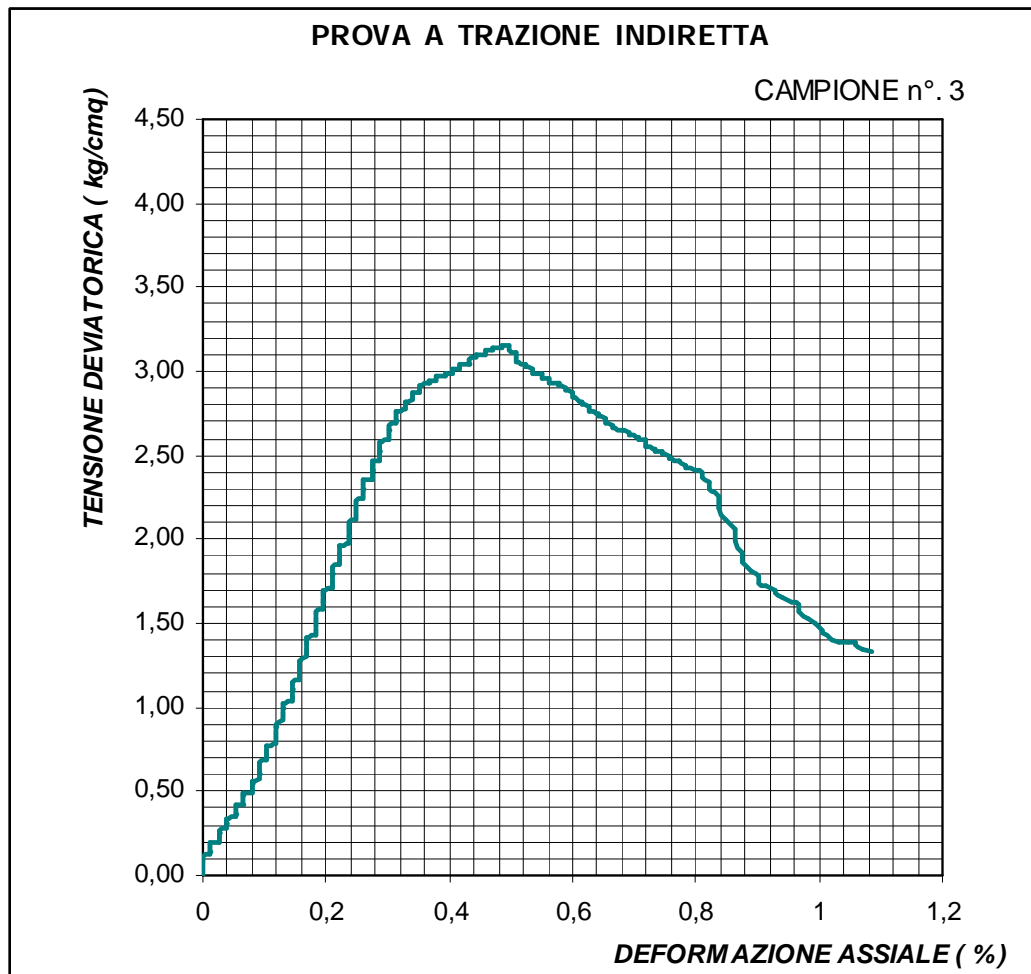


Fig. 3.4.3.9 - Diagramma sforzi-deformazioni ottenuto dopo prova di trazione indiretta sul campione 03_T.

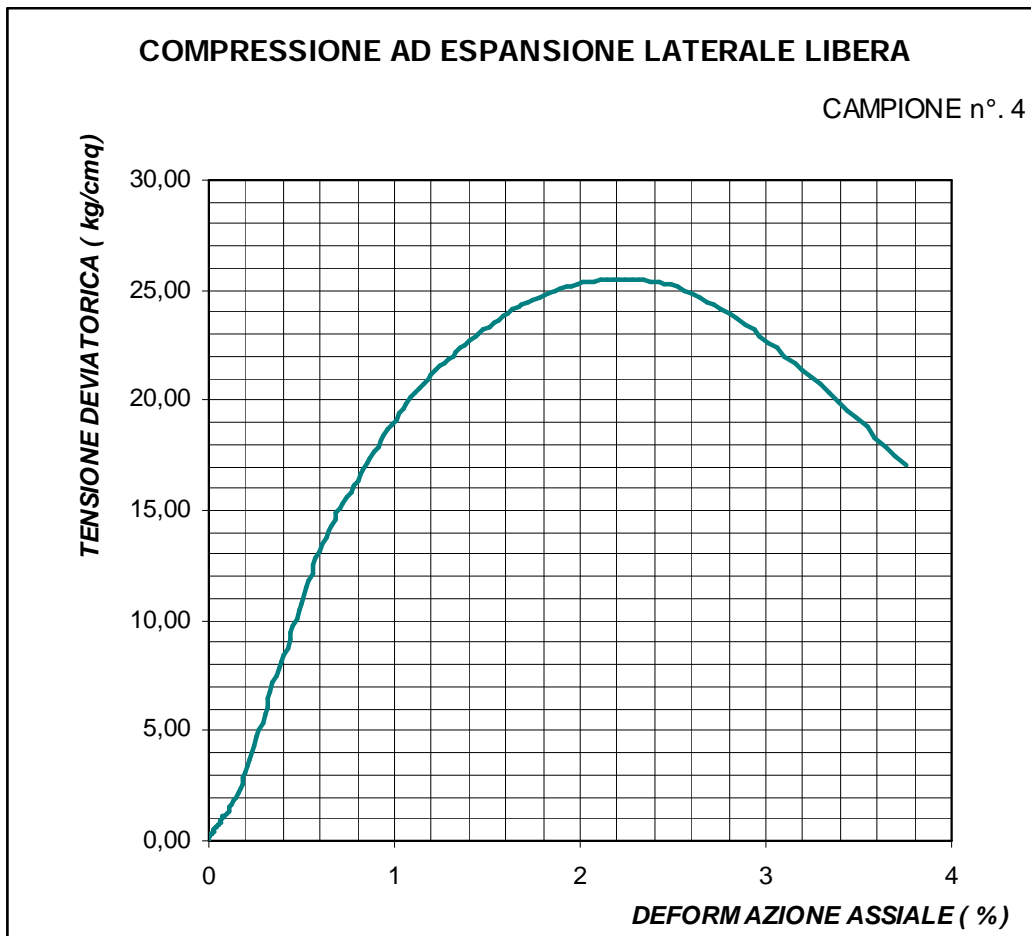


Fig. 3.4.3.10 - Diagramma sforzi-deformazioni ottenuto dopo prova di compressione a espansione laterale libera sul campione 02_C.

3.5. La progettazione

Dopo aver inserito, in modo esaustivo, tutte le informazioni riguardanti il sito, i carichi e i materiali, è giunto il momento di trattare della parte più importante di questo lavoro: la progettazione vera e propria.

Come già anticipato nel Capitolo 2, la progettazione della sovrastruttura del piazzale esterno è stata realizzata con il software LEDFAA.

Dopo aver eseguito le operazioni base di duplicazione della sezione *New flexible* dai *files* campione, il primo passo è stato quello di costituire la sovrastruttura. Per far questo, ho aperto la finestra STRUCTURE. Innanzitutto, ho inserito il valore dell'indice CBR del sottofondo, pari a 3. Ho conservato i materiali dello strato superficiale e dello strato di base, che il programma inseriva

di *default*, mentre ho sostituito il materiale dello strato di fondazione con il nostro materiale stabilizzato a cemento. Nel far ciò, poiché il materiale non era presente all'interno della libreria del software, ho optato per la selezione del materiale *Undefined*. In seguito a ciò ho inserito il valore del modulo elastico, che ho assunto pari a 2.000 MPa. Infine, non ho apportato modifiche al valore della vita utile di progettazione, fissato in 20 anni. Prima di procedere con la definizione dei carichi, mostro, qui di seguito, un riassunto delle informazioni inserite:

<u>Sottofondo:</u>	CBR:	3
<u>Fondazione:</u>	Materiale:	<i>Undefined</i>
	E	2.000,00 MPa (290.076 psi)
<u>Base:</u>	Materiale:	<i>P-209 Crushed Aggregate</i>
	E	281,83 MPa (default) (40.876 psi)
<u>Strato superficiale³⁰:</u>	Materiale:	<i>P-401 AC Surface</i>
	E	1.378,95 MPa (default) (200.000 psi)

Avendo, naturalmente, inserito il materiale *Undefined* all'interno della sovrastruttura, la struttura sarà caratterizzata dalla dicitura *Non-Defined Structure*, visibile nelle illustrazioni successive.

Una volta definito il tipo di sovrastruttura e gli strati che la compongono, passo ora a determinare il carico che la interesserà. Come ho anticipato in precedenza, ho deciso di inserire nella lista degli aerei di progetto un solo velivolo, per altro non presente all'interno della libreria del software. Proprio per sopperire a queste mancanze nella lista degli aerei, e per consentire al progettista una qualsiasi combinazione di progetto, all'interno della libreria del software, nella sezione del gruppo degli aerei disponibili, è presente un elenco di aerei del tipo *Generic*. Tali velivoli sono contraddistinti dal tipo di configurazione della

³⁰ È da notare che il materiale utilizzato è un binder. Proprio per questo motivo lo strato nero (binder + usura) è stato inglobato in un unico strato superficiale, con le caratteristiche riportate in alto.

gamba di forza principale e dal peso a pieno carico, espresso in migliaia di libbre. Fra tutti i velivoli disponibili, ho scelto di inserire nella lista di progetto l'aereo *Dual Wheel-200*, caratterizzato, per l'appunto, da una gamba di forza principale a ruote gemelle, com'è possibile vedere nella Fig. 3.5.1, e da un peso di 200.000 libbre.

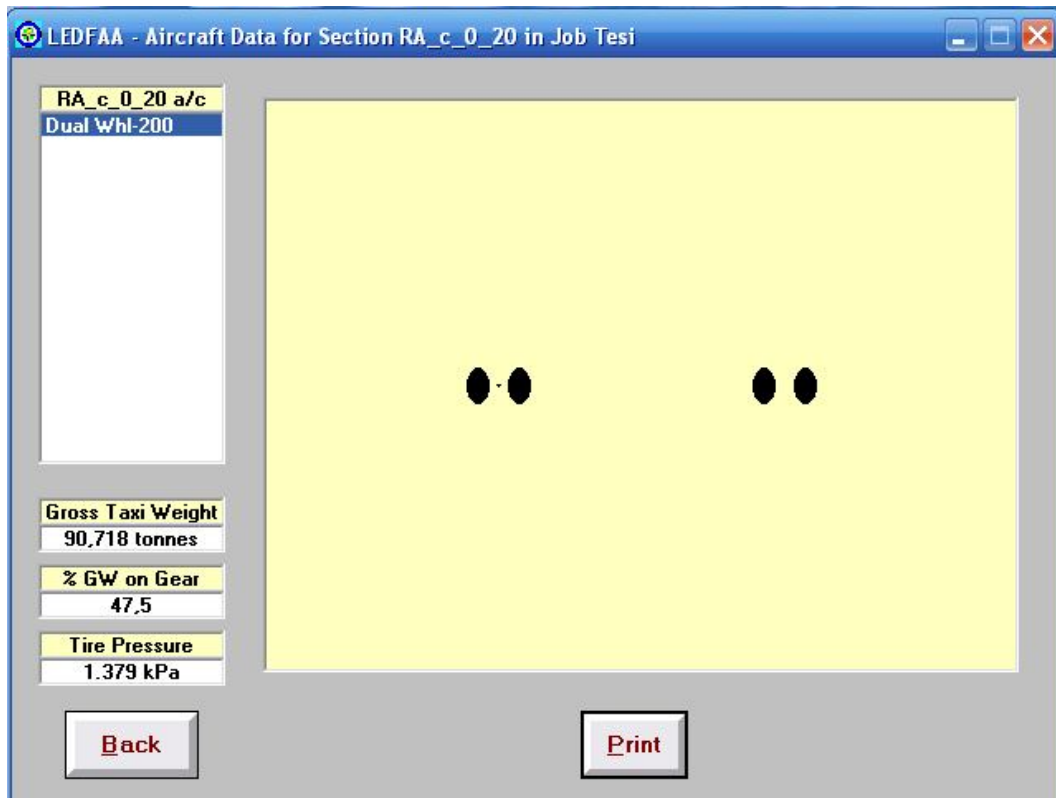


Fig. 3.5.1 – Configurazione della gamba di forza principale per il velivolo Dual Wheel-200, peso a pieno carico del velivolo, percentuale di peso gravante su ogni coppia di ruote e pressione degli pneumatici.

All'interno di quest'ultima finestra, nella parte sinistra, sono raffigurate tre caselle che rappresentano il peso a pieno carico dell'aereo, espresso in tonnellate, la percentuale gravante sulle due coppie di ruote gemelle (ottenuta dividendo la percentuale di peso che grava sulla gamba di forza principale, ossia il 95%, per le due coppie di ruote gemelle che la costituiscono) della gamba di forza principale e la pressione degli pneumatici, espressa in KPa.

Giacché la lista di progetto è composta di un solo aereo, all'interno della finestra AIRCRAFT, nella casella riguardante la lista di progetto, comparirà la notifica *Non-Standard Aircraft List*, poiché la composizione dei velivoli di

progetto da noi definita non è ordinaria. Bisogna, tuttavia, far notare che io non sto progettando la sovrastruttura di una pista di volo, o di un piazzale, aeroportuale, bensì una sovrastruttura di un piazzale industriale, che sarà percorsa da *hysters* e da autotreni. L'ipotesi di composizione della lista di progetto è, pertanto, corretta.

Nella Fig. 3.5.2 è raffigurata la finestra AIRCRAFT con la lista di progetto. Dal momento, però, che non è possibile vedere tutte le informazioni che si riferiscono all'aereo considerato, senza dover spostare il cursore di movimento, esse saranno riepilogate a pag. 186.

Tuttavia, prima di andare avanti con la discussione, bisogna fare un passo indietro. Come ricorderete, avevo ipotizzato, all'interno del Paragrafo 3.3, tre diversi valori del parametro c , il quale avrebbe portato a definire tre diversi valori del numero di movimenti annuali. In particolare, si era notata una relazione di diretta proporzionalità fra i due dati, con riferimento al fatto che al diminuire del valore di c si riduceva anche il numero dei decolli. I dati che riporterò nello specchio illustrativo in basso fanno riferimento a una configurazione finale della lista di progetto. Inizialmente, infatti, erano state approntate tre diverse finestre, con tre differenti valori del numero di partenze annuali, secondo il diverso valore del parametro c . Questa insolita conformazione della lista di progetto aveva portato alla progettazione di tre diverse sovrastrutture. Dal confronto emerso fra i tre risultati di progetto, l'unico dato che si differenziava era lo spessore dello strato di fondazione, poiché il programma, in accordo con quanto da me fissato, aveva definito un valore minimo dello spessore sia per lo strato superficiale sia per lo strato di base. Tuttavia, nonostante il numero di movimenti annuali presentasse valori molto diversi fra loro nelle tre configurazioni proposte, tale differenza non si è rivelata altrettanto importante nello spessore dello strato di fondazione. Non solo. Dovendo, per comodità operative, arrotondare al cm, lo spessore dello strato di fondazione, esso si rivelava essere perfettamente uguale nelle prime due sovrastrutture progettate (quelle con valori di c rispettivamente di 0,17 e 0,20), mentre nella terza si presentava superiore di un solo cm. In conformità a tali risultati, vista la poca rilevanza della variazione del parametro c ai fini della determinazione dello spessore dello strato di fondazione, si è deciso di

considerare la scelta progettuale con un valore di c pari 0,20 e, conseguentemente, con un numero di movimenti annuali che è riportato nella Tab. 3.3.19. È bene, quindi, rilevare che questi valori fanno riferimento a una scelta progettuale definitiva, che però ho definito come tale solo a posteriori.

<u>Aereo/i di progetto:</u>	<i>Dual Wheel-200</i>
<u>Peso dell'aereo a pieno carico (t):</u>	90,718
<u>Partenze annuali:</u>	40.225
<u>Percentuale di crescita annuale (%):</u>	0,00
<u>Percentuale di partenze totali:</u>	804.500
<u>Pressione totale degli pneumatici (KPa):</u>	1.379
<u>Percentuale di peso sulla coppia di ruote della gamba di forza principale:</u>	47,5
<u>Distanziamento delle ruote all'interno della coppia di ruote (mm):</u>	863,6
<u>Larghezza dell'area di contatto degli pneumatici (mm):</u>	349,2
<u>Lunghezza dell'area di contatto degli pneumatici (mm):</u>	558,7

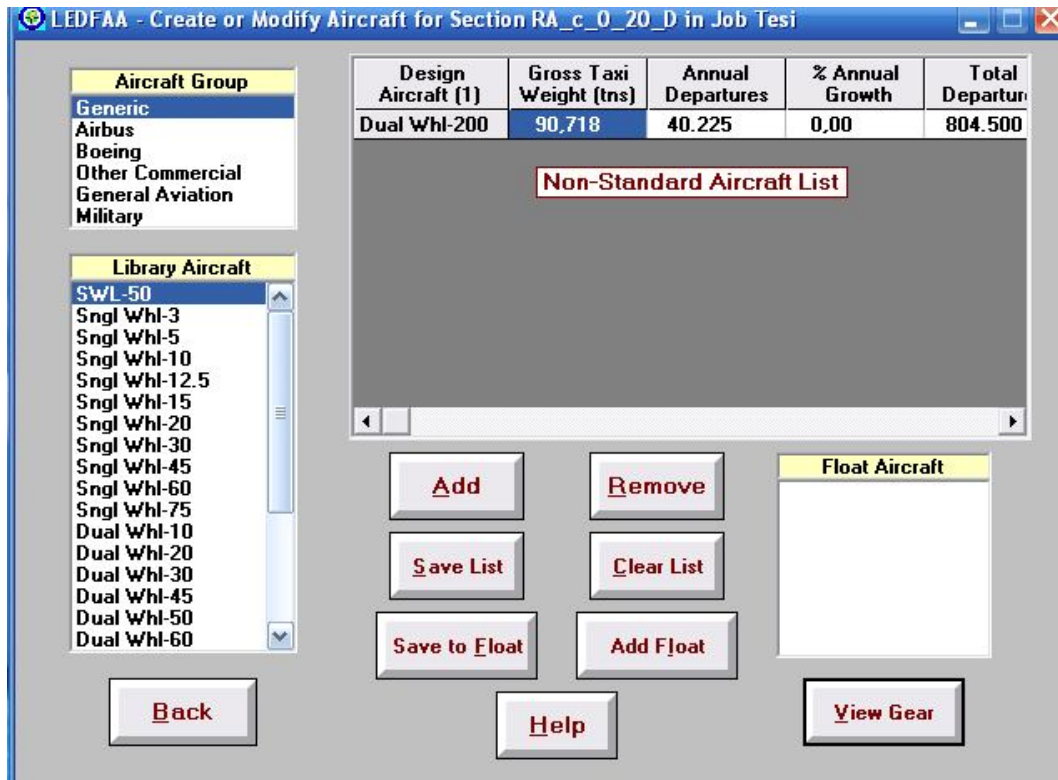


Fig. 3.5.2 – Lista degli aerei di progetto.

Dopo aver fissato la vita utile della pavimentazione in venti anni, e dopo aver definito la composizione degli strati della sovrastruttura e la lista degli aerei di progetto, si passa alla progettazione vera e propria, cliccando il bottone di comando *Design Structure*. La progettazione della sovrastruttura si basa sul raggiungimento di un valore di CDF pari a 1. Gli spessori degli strati della pavimentazione, con i relativi valori di CDF e di vita prevista, che ho ottenuto sono i seguenti:

<u>Strato superficiale:</u>	127,0 mm
<u>Base:</u>	203,2 mm
<u>Fondazione:</u>	488,7 mm
<u>Spessore totale sovrastruttura:</u>	818,9 mm
<u>CDF:</u>	1,00
<u>Vita prevista:</u>	20 anni

Per comodità ho deciso di arrotondare al centimetro, per eccesso, il valore degli spessori calcolati, con una conseguente variazione sia del valore di CDF sia della durata di vita prevista. I risultati sono mostrati nella Fig. 3.5.3.

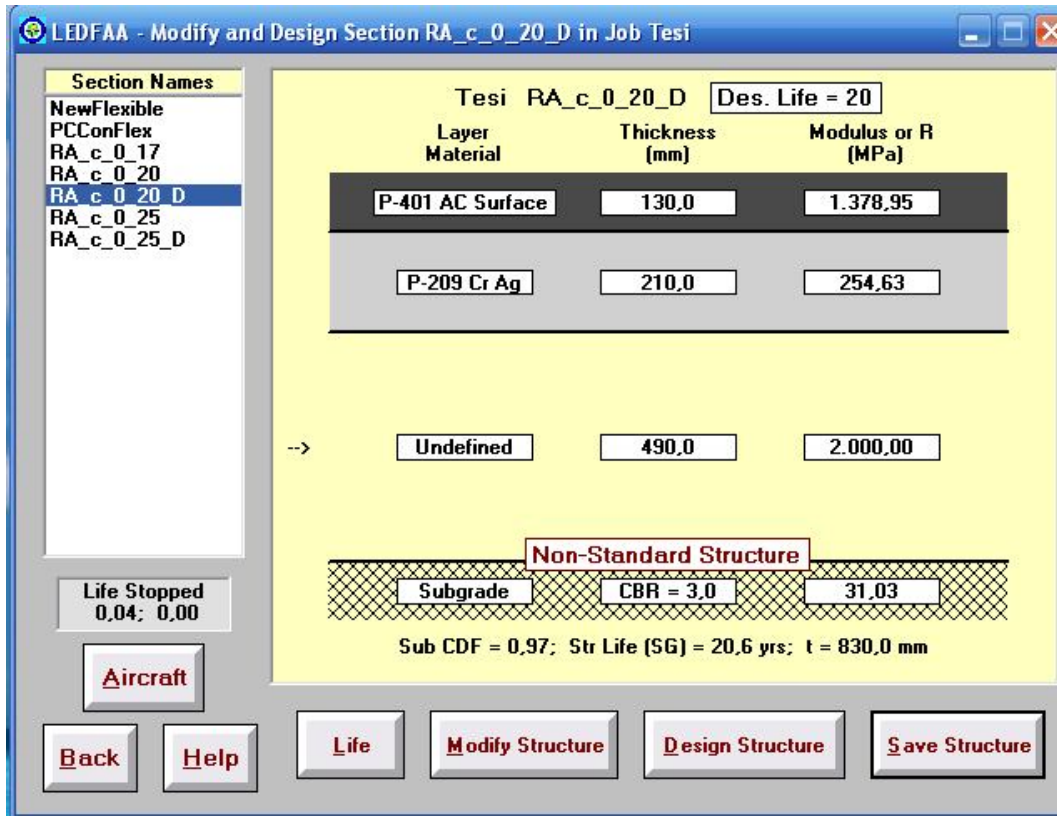


Fig. 3.5.3 – Finestra STRUCTURE: sovrastruttura di progetto. All'interno della finestra sono definiti i materiali che costituiscono gli strati (nella prima colonna), lo spessore dello strato, espresso in mm (nella seconda colonna) e il modulo elastico (nella terza colonna). L'ultimo strato, in realtà, rappresenta il terreno di sottofondo dove, al posto dello spessore dello strato, è inserito il valore dell'indice CBR. In alto è definita la vita di progetto (20 anni), mentre in basso sono raffigurati il valore di CDF, la vita prevista della pavimentazione e lo spessore totale dei primi tre strati.

Questa progettazione è stata compiuta considerando un valore del parametro c pari a 0,20. Come già precisato nelle pagine precedenti, è stata definita anche la progettazione per valori di c pari, rispettivamente, a 0,25 e a 0,17. Giacché non sono state riscontrate differenze fondamentali, ho deciso, per comodità, di riportare solo una delle tre combinazioni ottenute.

Come già anticipato, gli strati della pavimentazione sono costituiti da materiali di derivazione americana. Con opportuni coefficienti moltiplicativi, tuttavia, tali materiali possono essere sostituiti con altri di caratteristiche simili.

Ad esempio, il materiale dello strato superficiale, che è un binder, può essere sostituito con un classico conglomerato bituminoso italiano, simile al materiale americano; lo spessore dello strato andrà moltiplicato, nel caso di sostituzione del materiale originario con quello appena suggerito, per un coefficiente di 1,2.

3.6. Alternative di progetto

Una volta definita la sovrastruttura base della pavimentazione, si può pensare a vari interventi migliorativi, che possono consistere nell'introduzione di materiali diversi, di caratteristiche superiori, al fine o di ridurre lo spessore di uno o più strati della pavimentazione, oppure di prolungarne la sua vita utile. In realtà quest'operazione è stata già compiuta, poiché ho deciso di stabilizzare il materiale dello strato di fondazione, sia per esigenze costruttive, sia per limitare lo spessore dello strato e, di conseguenza, quello della pavimentazione. Adesso, però, mi concentrerò sulla realizzazione dello strato superficiale con un conglomerato bituminoso ad alto modulo. È doveroso, tuttavia, fornire alcune informazioni sulla loro composizione e le loro caratteristiche prima di inoltrarci nella nuova progettazione.

3.6.1. Bitumi modificati: cosa sono e quali vantaggi offrono

Nel settore delle pavimentazioni, i materiali bituminosi convenzionali hanno offerto prestazioni buone e apprezzabili per tanti anni; in questo periodo, tuttavia, la “richiesta stradale” è mutata e si hanno sempre maggiori esigenze, principalmente in termini di sicurezza e durata.

Per ragioni pratiche ed economiche, i lavori di manutenzione devono essere limitati, diminuendo, con essi, pure i disagi congiunti all'interruzione del traffico. In quest'ottica sono nati i bitumi modificati, in altre parole i nuovi leganti bituminosi conseguiti attraverso l'intima unione fra un bitume tradizionale e un polimero, in grado di fornire prestazioni superiori. Questi miglioramenti sono funzione del tipo di modifica realizzata sul bitume e dipendono dalla

formulazione accolta in produzione; ciò a proposito del bitume di base e al tipo di polimero impiegato, nonché al processo impiegato per la modifica stessa.

3.6.1.1. Il bitume modificato

Il bitume può essere raffigurato come una dispersione colloidale di particelle asfalteniche in una fase oleosa continua.

Unendo al bitume sostanze di natura differente, usufruendo di sistemi meccanici e/o chimici, in condizioni specifiche di temperatura, si può cambiare il comportamento e la natura originale in due modi:

- modificando, in un intervallo ristretto, il valore di certi parametri caratteristici (ad esempio penetrazione, viscosità, ...)
- condizionando il comportamento reologico e la suscettività termica in forma sostanziale, assimilando per gradi le peculiarità a quelle della sostanza aggiunta.

Nel primo caso si ha un'additivazione del bitume, nel secondo si ha una modifica del bitume. I materiali che rientrano nel primo caso sono filler inorganici, polverini di gomma vulcanizzata, ebaniti polverizzate, plastificanti e additivi chimici vari. I materiali del secondo caso sono, al contrario, un gran numero di materiali polimerici di diversa natura.

Nel caso dell'additivazione, esiste una grande cultura e conoscenza consapevole delle possibilità e dei limiti di questo intervento. I bitumi modificati non hanno, contrariamente, al momento, pari notorietà. Nasce, per questo, il bisogno di ampliare l'informazione per far conoscere e sfruttare le immense possibilità che essi rappresentano.

Per un'esposizione semplice ma chiara, esaminiamo tre parametri basilari:

- natura chimica del bitume, dei modificanti e loro reciproca compatibilità: nuove tecniche analitiche consentono di specificare la natura chimica prevalente di un bitume, derivante da qualsiasi greggio. Su questa base è ugualmente possibile scegliere il polimero che presenterà più grande somiglianza e, di conseguenza, assicurerà più semplice ammissibilità e più grande omogeneità nel tempo alla miscela.

- condizioni operative e sistemi per una corretta preparazione dei modificati: la conoscenza della natura dei componenti (bitume e polimero) consentirà la scelta d'impianti e di condizioni appropriate, capaci di assicurare la miscelazione nella forma più intima possibile, nel tempo più breve e con il più basso consumo energetico.
- morfologia delle miscele e loro stabilità nel tempo: lo studio della morfologia è reso possibile dall'impiego di microscopi a fluorescenza che permettono di accertare l'esatta sistemazione del bitume e del polimero nella miscela. Con casistiche specifiche al comportamento dei vari polimeri, è possibile presumere, dalla morfologia, le caratteristiche comportamentali. L'ottimizzazione dei parametri chimici, fisici e strutturali porta alla realizzazione del "bitume modificato ideale".

Il bitume modificato si ottiene dall'interazione fra bitume e polimero, in un impianto speciale e in condizioni controllate. Un bitume è "modificato" quando il suo comportamento reologico e le caratteristiche che lo contraddistinguono sono tendenzialmente paragonabili a quelle del polimero modificante adoperato, avendo simultaneamente salvato tutte le proprietà leganti originali della base bituminosa.

Non tutti i polimeri sono adatti per un determinato bitume; viceversa non tutti i bitumi sono adatti per un determinato polimero.

Un fattore rilevante è la compatibilità fra bitume e agente modificante. Quando bitume e polimero sono compatibili, essi danno luogo a un sistema contrassegnato da un eccellente comportamento reologico. Si è, in altre parole, nelle condizioni ottimali.

3.6.1.2. I modificanti polimerici

I polimeri sono composti chimici complessi le cui molecole scaturiscono dall'unione di più molecole semplici, dette monomeri. Se le molecole di monomero, che si combinano a formare quella del polimero, sono di due o più tipi diversi, il polimero è detto copolimero. Al contrario, se le molecole di monomero sono identiche fra loro, il polimero conseguito è detto omopolimero.

I polimeri possono essere naturali (ad esempio gomma naturale e cellulosa) o derivare da processi di sintesi, soprattutto della petrolchimica.

I principali polimeri sintetici d'interesse per le modifiche dei bitumi si distinguono in:

- elastomeri (gomme sintetiche)
- plastomeri (materie plastiche)

È indispensabile che questi materiali assicurino, oltre un certo limite di temperatura, anche un comportamento viscoso, essenziale per l'uso della miscela modificata, con le medesime regole e le stesse apparecchiature di un bitume tal quale.

I bitumi modificati con polimero devono, difatti, poter essere trattati con attrezzature convenzionali; devono cioè essere stabili fisicamente e chimicamente durante lo stoccaggio, l'applicazione e il servizio. La nomenclatura e le sigle dei materiali polimerici sono riportate in Tab. 3.6.1.2.1.

Sigla polimero	Nomenclatura
<i>Plastomeri</i>	
PE LDPE HDPE APP IPP EVA EMA TPO	Polietilene Polietilene bassa densità Polietilene alta densità Polipropilene atattico Polipropilene isotattico Etilene - Vinalcerato Etilene - Metacrilato Termoplastici poliolefinici
<i>Elastomeri</i>	
NR EPR BR SBR SBS	Gomma naturale Gomme etilene - propilene Polibutadiene Stirene butadiene Stirene butadiene stirene termoplastico

Tab. 3.6.1.2.1 – Nomenclatura dei polimeri [14].

3.6.1.3. Caratteristiche dei bitumi modificati

Si è detto che l'obiettivo della modifica di un bitume è il trasferimento delle proprietà dei polimeri modificanti al bitume, salvandone parallelamente i suoi preesistenti punti di forza. In pratica, le peculiarità del bitume muteranno in funzione dei polimeri aggiunti e delle condizioni di preparazione.

La miscela bituminosa sarà soggetta sempre a un aumento di viscosità mutabile con il peso molecolare del polimero e con la sua concentrazione.

Ogni modificante parteciperà ad allargare l'intervallo di elastoplasticità della miscela (intervallo utile d'uso), racchiuso fra il punto di fragilità a freddo e il punto di rammollimento a caldo. In funzione della loro natura, certi polimeri avranno effetti più specifici nell'area delle basse temperature e altri nella zona opposta.

Ad esempio, con la scelta di opportuni polimeri e della loro concentrazione, l'abituale intervallo di applicazione utile del bitume, oscillante fra -10°C e $+50^{\circ}\text{C}$, può essere ingrandito da -25°C a $+110^{\circ}\text{C}$.

Il bitume esalta sempre le caratteristiche di adesione e coesione con un comportamento elastoplastico che garantisce un alto livello di prestazioni e una più facile dissipazione dell'energia prodotta dalle sollecitazioni cui è sottoposto.

Da ultimo, i bitumi modificati, pur con meccanismi differenti, assicurano, per contributo reciproco dei componenti, spiccate qualità di resistenza all'invecchiamento.

3.6.1.4. Proprietà dei bitumi modificati rispetto ai bitumi tradizionali e riflessi sui conglomerati

Rispetto a quello tradizionale, il bitume modificato concede:

- maggiore intervallo di elastoplasticità
- migliore comportamento alle alte ed alle basse temperature
- maggiore viscosità
- maggiore resistenza al carico e alla fatica
- aumento della coesione e adesione agli inerti

- miglioramento della resistenza all'invecchiamento

I miglioramenti del legante bituminoso si manifestano sulle miscele, permettendo di raggiungere conglomerati bituminosi che documentano:

- maggiore resistenza alle deformazioni permanenti
- maggiore resistenza alla propagazione di fessure
- maggiore resistenza all'acqua
- maggiore resistenza al reflui mento
- maggiore durata

I bitumi modificati possono essere impiegati in molteplici applicazioni nel campo stradale e nelle costruzioni in generale (dagli aeroporti alle strade urbane ed extraurbane).

Nelle Tabb. 3.6.1.4.1, 3.6.1.4.2, 3.6.1.4.3, 3.6.1.4.4 e 3.6.1.4.5 sono disponibili le specifiche tecniche per l'individuazione e la scelta dei bitumi modificati. È da ricordare che tali tabelle sono valide solo per condizioni climatiche normali nell'area mediterranea:

Classi di riferimento bitumi	Classe 1 10/30 - 70
Applicazioni tipiche suggerite	<ul style="list-style-type: none"> • pavimentazioni ad alto modulo • conglomerati alto modulo per strato di base e di collegamento
Tipologia di strade e condizioni di traffico	<ul style="list-style-type: none"> • strade extraurbane principali e secondarie • piazzali portacontainer • piste aeroportuali <p>Traffico molto pesante lento</p>
Penetrazione a 25°C (dmm)	10/30
Punto di rammollimento P&A (°C)	≥ 70
Punto di rottura Fraass (°C)	≤ -6
Viscosità dinamica a 160°C (MPa x s)	≥ 600
Ritorno elastico a 25°C (%)	≥ 50
Stabilità allo stoccaggio Δ pen (dmm) e P&A (°C)	≤ 5
Invecchiamento (RTFOT) (variazione di P&A in °C)	+/- 5
Invecchiamento (RTFOT) (penetrazione residua %)	≥ 60
Coesione a + 5°C (J/cm²)	≥ 5

Tab. 3.6.1.4.1 – Specifiche tecniche per l'individuazione e la scelta dei bitumi modificati (valide per condizioni climatiche normali nell'area mediterranea) – Classe 1 [14]

Classi di riferimento bitumi	Classe 2 30/50 – 65
Applicazioni tipiche suggerite	<ul style="list-style-type: none"> • pavimentazioni ad alto modulo • conglomerati alto modulo per strato di base e di collegamento • conglomerati chiusi
Tipologia di strade e condizioni di traffico	<ul style="list-style-type: none"> • strade urbane, extraurbane principali e secondarie <p>Traffico medio e pesante</p>
Penetrazione a 25°C (dmm)	30/50
Punto di rammollimento P&A (°C)	≥ 65
Punto di rottura Fraass (°C)	≤ -8
Viscosità dinamica a 160°C (MPa x s)	≥ 400
Ritorno elastico a 25°C (%)	≥ 50
Stabilità allo stoccaggio Δ pen (dmm) e P&A (°C)	≤ 5
Invecchiamento (RTFOT) (variazione di P&A in °C)	+/- 5
Invecchiamento (RTFOT) (penetrazione residua %)	≥ 60
Coesione a + 5°C (J/cm²)	≥ 5

Tab. 3.6.1.4.2 – Specifiche tecniche per l'individuazione e la scelta dei bitumi modificati (valide per condizioni climatiche normali nell'area mediterranea) – Classe 2 [14]

Classi di riferimento bitumi	Classe 3 50/70 – 65
Applicazioni tipiche suggerite	<ul style="list-style-type: none"> • tappeti d'usura drenanti e fonoassorbenti • tappeti antisdrucchiolo (<i>splittMastix asphalt</i> – SMA, grenu e semigrenu) • manti ultrasottili • conglomerati chiusi ad alte prestazioni
Tipologia di strade e condizioni di traffico	<ul style="list-style-type: none"> • strade extraurbane di scorrimento Traffico medio veloce
Penetrazione a 25°C (dmm)	50/70
Punto di rammollimento P&A (°C)	≥ 65
Punto di rottura Fraass (°C)	≤ -15
Viscosità dinamica a 160°C (MPa x s)	≥ 400
Ritorno elastico a 25°C (%)	≥ 75
Stabilità allo stoccaggio Δ pen (dmm) e P&A (°C)	≤ 5
Invecchiamento (RTFOT) (variazione di P&A in °C)	+/- 5
Invecchiamento (RTFOT) (penetrazione residua %)	≥ 60
Coesione a + 5°C (J/cm²)	≥ 5

Tab. 3.6.1.4.3 – Specifiche tecniche per l'individuazione e la scelta dei bitumi modificati (valide per condizioni climatiche normali nell'area mediterranea) – Classe 3. A proposito di questa classe soltanto, per bitumi modificati con plastomeri il valore di ritorno elastico potrà essere inferiore al 75%, ma maggiore del 50%, mentre la viscosità potrà essere inferiore di 400 MPa x s, ma maggiore di 300 MPa x s [14].

Classi di riferimento bitumi	Classe 4 50/70 – 60
Applicazioni tipiche suggerite	<ul style="list-style-type: none"> • conglomerati tradizionali migliorati • tappeti antisdrucchiolo (<i>splittMastix asphalt</i> – SMA, grenu e semigrenu) • conglomerati aperti
Tipologia di strade e condizioni di traffico	<ul style="list-style-type: none"> • strade urbane, extraurbane principali e secondarie <p>Traffico medio veloce</p>
Penetrazione a 25°C (dmm)	50/70
Punto di rammollimento P&A (°C)	≥ 60
Punto di rottura Fraass (°C)	≤ -12
Viscosità dinamica a 160°C (MPa x s)	≥ 250
Ritorno elastico a 25°C (%)	≥ 50
Stabilità allo stoccaggio Δ pen (dmm) e P&A (°C)	≤ 5
Invecchiamento (RTFOT) (variazione di P&A in °C)	+/- 5
Invecchiamento (RTFOT) (penetrazione residua %)	≥ 60
Coesione a + 5°C (J/cm²)	≥ 5

Tab. 3.6.1.4.4 – Specifiche tecniche per l'individuazione e la scelta dei bitumi modificati (valide per condizioni climatiche normali nell'area mediterranea) – Classe 4 [14].

Metodo d'analisi	
Penetrazione a 25°C (dmm)	CNR 24/71
Punto di rammollimento P&A (°C)	CNR 35/73
Punto di rottura Fraass (°C)	CNR 43/72
Viscosità dinamica a 160°C (MPa x s)	ASTM D 4402 (Brookfield – S21, 20 rpm)
Ritorno elastico a 25°C (%)	DIN 52013
Stabilità allo stoccaggio Δ pen (dmm) e P&A (°C)	EN 13399
Invecchiamento (RTFOT) (variazione di P&A in °C)	CNR 54/77
Invecchiamento (RTFOT) (penetrazione residua %)	CNR 54/77
Coesione a + 5°C (J/cm²)	Pr EN

Tab. 3.6.1.4.5 – Metodo d'analisi per la valutazione delle specifiche tecniche [14].

3.6.2. Conglomerati ad alto modulo complesso

Questa tipologia di conglomerato è stata studiata, negli ultimi anni, allo scopo di accrescere la resistenza e la durata delle pavimentazioni in conglomerato bituminoso per fare fronte all'incremento del traffico in generale e alla crescente aggressività di quello pesante in particolare.

Si definiscono “ad alto modulo” perché mostrano un ingente valore del modulo complesso, parametro che, nei materiali viscoelastici, associa le deformazioni alle tensioni. Questo parametro è valutato con prove dinamiche. Sono usati principalmente quali strati di base e di collegamento, sia per pavimentazioni nuove sia per opere di rinforzo di pavimentazioni esistenti.

Se suddetti conglomerati sono realizzati con l'uso di bitumi tradizionali duri, si raggiunge solo un aumento della resistenza meccanica. L'impiego di un idoneo bitume permette, al contrario, di aumentare anche la resistenza a fatica e, perciò, la durata della pavimentazione, permettendo così di costruire degli strati di base e/o di collegamento con proprietà di rigidità simili a quelle dei conglomerati

cementizi, ma con elasticità e flessibilità caratteristiche dei conglomerati bituminosi.

I conglomerati allestiti con bitume modificato ad alto modulo sono più rigidi dei conglomerati tradizionali, esibiscono maggiore resistenza alla compressione, alla trazione e, pertanto, alle ormaie. La maggiore rigidità partecipa a migliorare la ripartizione dei carichi e delle deformazioni e li rende adatti a rimpiazzare il misto cementato.

Occorre tener presente la differenza tra rigidità e fragilità, spesso confuse; un materiale rigido, come il conglomerato con bitume modificato ad alto modulo, può avere un'ottima resilienza.

Usufruendo di conglomerati ad alto modulo negli strati di base e binder, si possono diminuire fortemente gli spessori.

3.6.2.1. Specifiche di capitolato per un conglomerato ad alto modulo

La miscela degli aggregati e della sabbia dovrà essere di volta in volta oggetto di studio approfondito, sottoponendo i campioni di laboratorio a deformazioni imposte e a cicli di carico. Si propongono due diverse composizioni; un fuso A, rappresentativo di una miscela più grossa che favorisce maggiormente la capacità portante di un conglomerato ad alto modulo, e un fuso B, rappresentativo di una miscela più fine che favorisce la resistenza a fatica e si adatta a terreni più deformabili.

Serie crivelli e setacci UNI	Passante totale in peso Fuso A (%)	Passante totale in peso Fuso B (%)
Crivello 40	100	
Crivello 30	88 – 100	100
Crivello 20	68 – 90	80 – 100
Crivello 10	48 – 70	60 – 80
Crivello 5	31 – 56	48 – 65
Setaccio 2	22 – 45	35 – 48
Setaccio 0,4	10 – 23	18 – 28
Setaccio 0,18	6 – 14	8 – 18
Setaccio 0,075	4 – 6	6 – 8

Tab. 3.6.2.1.2 – *Composizione granulometrica indicativa per il conglomerato alto modulo* [14].

La Direzione Lavori si riserva la possibilità di fissare, di volta in volta, quale sarà la curva granulometrica da scegliere.

Il legante bituminoso idoneo per il confezionamento di conglomerati alto modulo sarà bitume modificato, selezionato fra quelli previsti nella tabella delle specifiche; si consiglia di avvalersi di un bitume 10/30 o 30/50.

Il tenore di bitume sarà racchiuso tra il 4,5 e il 6% sul peso degli inerti, riguardo alla granulometria scelta e alla natura degli aggregati lapidei e dell'additivo minerale. Questa dosatura dovrà scaturire dallo studio preliminare di laboratorio e deve in ogni modo essere quella necessaria e sufficiente per ottimizzare le caratteristiche del conglomerato bituminoso.

Il rapporto filler/bitume dovrà mantenersi tra 1,1 e 1,7. Lo spessore minimo del conglomerato ad alto modulo complesso deriva dalle valutazioni del progettista; ciò nonostante, per il fuso A si può proporre uno spessore minimo non inferiore a 12 – 14 cm, mentre per il fuso B lo spessore minimo sarà non inferiore a 8 – 10 cm.

Il conglomerato bituminoso ad alto modulo dovrà possedere una resistenza meccanica elevatissima, cioè una grande capacità di sopportare, senza deformazioni permanenti, le sollecitazioni trasmesse dalle ruote dei veicoli, sia in fase dinamica sia in fase statica, anche sotto le più alte temperature. Inoltre dovrà impedire, o quantomeno seguire, sotto gli stessi carichi, qualunque assestamento eventuale del sottofondo anche a lunga scadenza.

Requisiti del conglomerato per alto modulo complesso	Unità di misura	Valori	Norma di riferimento
<i>Stabilità Mrl eseguita a 60°C (75 colpi/faccia)</i>	Kg	> 1.500	CNR-BU n. 30/73
<i>Rigidità Mrl</i>	Kg/mm	> 400	CNR-BU n. 30/73
<i>Massa volumica delle carote indisturbate rispetto ai provini Mrl</i>	%	> 98	CNR-BU n. 40/73
<i>Percentuale vuoti nei provini Mrl</i>	%	3 – 5	CNR-BU n. 39/73
<i>Percentuale vuoti residui in opera</i>	%	4 – 6	CNR-BU n. 39/73
<i>Resistenza a trazione indiretta (Brasiliana) a 25°C</i>	Kg/cm ²	> 15	CNR-BU n. 134/73
<i>Modulo complesso su carote prelevate in opera e sottoposte a trazione e compressione a 10 Hz, con deformazione compresa tra 1 e 4x10⁻⁵ a:</i>			
10°C	MPa x 10 ³	> 18	ASTM D 3497
25°C		> 6	
40°C		>1,5	
<i>Angolo di fase su carote prelevate in opera e sottoposte a trazione e compressione a 10 Hz con deformazione compresa tra 1 e 4x10⁻⁵ a:</i>			
10°C	gradi	< 20	ASTM D 3497
25°C		< 30	
40°C		< 40	

Tab. 3.6.2.1.2 – *Requisiti del conglomerato per alto modulo complesso* [14].

Saranno detti inammissibili i conglomerati i cui valori si discostano per oltre il 15% dai valori sopra esposti, dedotti da studi preliminari.

3.6.3. **ESSEBAM**[®]

ESSEBAM[®] è un conglomerato bituminoso, messo a punto da Sintexcal Spa per innalzare la portanza delle infrastrutture, che rappresenta un'evoluzione dello *SplittMastix Asphalt* (meglio conosciuto come SMA), utilizzato in molti Paesi europei per la costruzione di strade ad alta densità di traffico, aeroporti, aree

portuali e, utilizzando opportune granulometrie, anche per la costruzione di strade urbane.



Fig. 3.6.3.1 – Sezione di una carota di ESSEBAM® [15].

Come si può vedere dalla Fig. 3.6.3.1, ESSEBAM® si compone di uno scheletro litico a pezzatura poliedrica, prevalentemente a grana grossa, autoportante e riempito nei suoi numerosi vuoti da un mastice di elevata consistenza, costituito da bitume, filler e fibre di cellulosa prebitumate stabilizzanti; si considera, quindi, la miscela come una sorta di sistema bifase costituito da graniglia e mastice.

L'aspetto caratterizzante è un elevato spessore della pellicola del mastice che avvolge gli aggregati grossi, conferendo a ESSEBAM® un elevato modulo dinamico, associato a un ottimo comportamento a fatica. Il particolare assortimento granulometrico garantisce anche un'eccezionale stabilità.

ESSEBAM® pertanto è particolarmente adatto per il ripristino, o la realizzazione ex novo, di infrastrutture sottoposte a peso statico elevato e forze dinamiche esercitate da automezzi pesanti, inserendolo come strato di base.

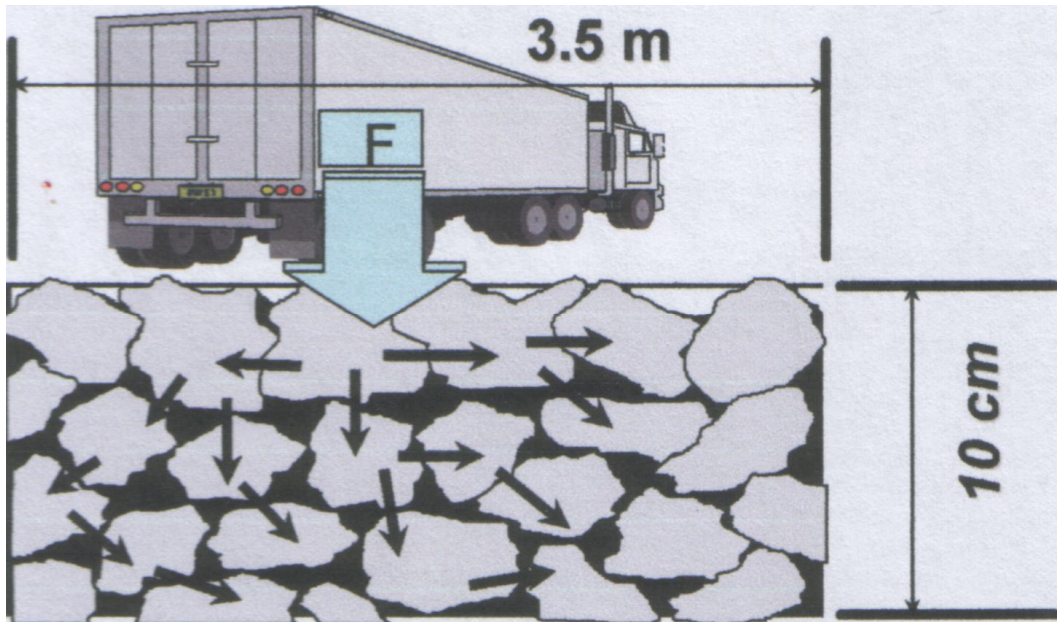


Fig. 3.6.3.2 – La stabilità di ESSEBAM® è ottenuta attraverso un’azione autoportante dello scheletro litico [15].

Tuttavia in alcune tipologie di destinazioni d’uso, ESSEBAM® può essere pensato anche come un “monostrato”, come si può vedere in Fig. 3.6.3.2; in tal caso la pavimentazione deve essere trattata superficialmente con filler asphaltico.

Le applicazioni tipiche per ESSEBAM® sono:

- strade con elevati volumi di traffico pesante
- porti, interporti
- parcheggi mezzi pesanti
- piste aeroportuali
- fermate autobus, caselli autostradali

ESSEBAM® è composto di una struttura litica con le seguenti caratteristiche fisico-meccaniche:

Caratteristiche degli aggregati	Norma	Limiti
Limiti granulometrici	EN 933-1	G_C 90/10
Los Angeles	EN 1097-2	≤ 22

Tab. 3.6.3.3 – Caratteristiche degli aggregati per ESSEBAM® [15]

La dimensione massima dell’aggregato è stabilita in funzione dello spessore dello strato previsto in progetto.

Il filler proviene dalla macinazione di rocce preferibilmente calcaree e/o è composto di calce idrata. Esso ha i seguenti requisiti essenziali:

Caratteristiche del filler	Norma	Limiti
<i>Passante 0,063 mm</i>	EN 933-10	> 80%

Tab. 3.6.3.4 – *Caratteristiche del filler per ESSEBAM®* [15].

Il legante bituminoso è del tipo B 70-100 rispondente alla norma UNI EN 12591. Per pavimentazioni “monostrato” è utilizzato un legante bituminoso B 50-70.

La fibra stabilizzante è costituita da fibra di cellulosa prebitumata VIATOP® PREMIUM.

La miscela di aggregati lapidei e additivo minerale (filler) adottata è composta in modo da rientrare nei limiti granulometrici riportati, a proposito della dimensione massima degli aggregati utilizzati e agli spessori della pavimentazione indicati in progetto:

Serie setacci			Percentuale passante	
UNI	ASTM (pollici)	LUCE (mm)	Fuso granulometrico	
40	1 ¼	31,5	100	100
30	1	25,4	90	100
25	¾	19,0	75	90
15	½	12,5	50	65
	⅜	9,50	35	50
10	5/16	8,00	30	45
	¼	6,30	25	38
	4	4,75	20	32
5	5	4,00	18	30
2	10	2,00	13	25
0,40	40	0,425	10	18
0,18	80	0,180	8	15
0,075	200	0,075	6	12

Tab. 3.6.3.5 – *Limiti granulometrici di ESSEBAM®* [15].

L'applicazione di ESSEBAM® è eseguita mediante vibrofinitrice con una velocità di avanzamento non superiore ai 5 m/min.

La compattazione è eseguita mediante rulli vibranti metallici e rullo gommato da almeno 15 t, in modo da assicurare il raggiungimento delle massime densità ottenibili.

Prima della realizzazione dello strato di ESSEBAM® è necessario preparare la superficie di stesa allo scopo di garantire un'adeguata adesione all'interfaccia mediante l'applicazione, con dosaggi opportuni, di emulsione bituminosa cationica che, a seconda che lo strato di supporto sia in misto granulare oppure in conglomerato bituminoso, fungerà rispettivamente da mano di ancoraggio o da mano d'attacco, come visibile nella Tab. 3.6.3.6:

Trattamento	Emulsione	Dosaggio
Mano di ancoraggio	Cationica a lenta rottura 55%	1,0 Kg/m ²
Mano d'attacco	Cationica a media rottura 60%	0,6 Kg/m ²

Tab. 3.6.3.6 – Dosaggi e tipologie di emulsione bituminosa in funzione del tipo di trattamento [15].

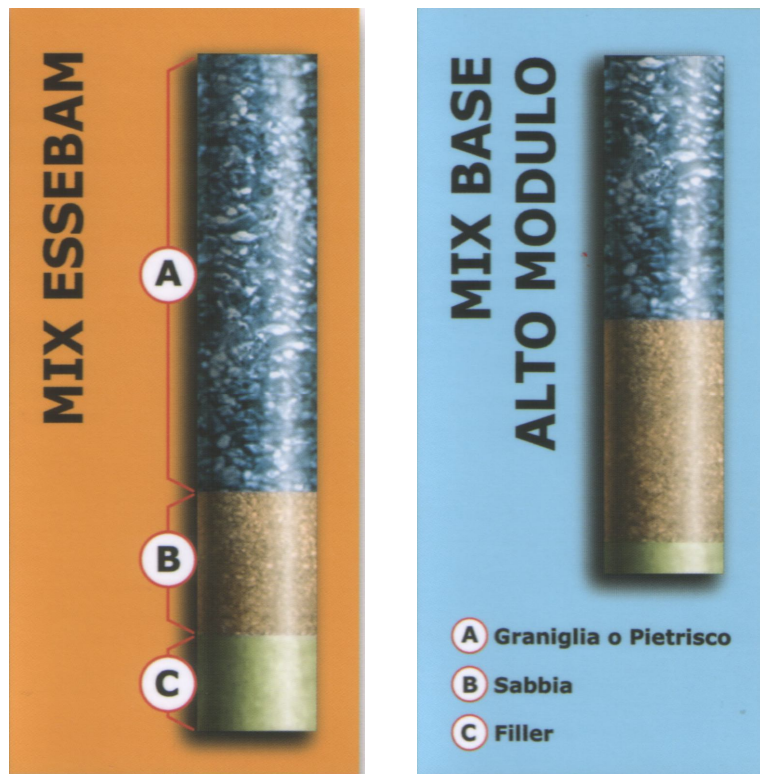


Fig. 3.6.3.7 – Confronto fra un Mix ESSEBAM e un Mix Base Alto Modulo [15].

<u>Fondazione:</u>	Materiale:	<i>Undefined</i>
	E	2.000,00 MPa (290.076 psi)
<u>Base:</u>	Materiale:	<i>P-209 Crushed Aggregate</i>
	E	281,83 MPa (default) (40.876 psi)
<u>Strato superficiale:</u>	Materiale:	<i>Undefined</i>
	E	4.000,00 MPa (580.151 psi)

Per quanto riguarda i carichi di progetto:

<u>Aereo/i di progetto:</u>	<i>Dual Wheel-200</i>
<u>Peso dell'aereo a pieno carico (t):</u>	90,718
<u>Partenze annuali:</u>	40.225
<u>Percentuale di crescita annuale (%):</u>	0,00
<u>Percentuale di partenze totali:</u>	804.500
<u>Pressione totale degli pneumatici (KPa):</u>	1.379
<u>Percentuale di peso sulla coppia di ruote della gamba di forza principale:</u>	47,5
<u>Distanziamento delle ruote all'interno della coppia di ruote (mm):</u>	863,6
<u>Larghezza dell'area di contatto degli pneumatici (mm):</u>	349,2
<u>Lunghezza dell'area di contatto degli pneumatici (mm):</u>	558,7

Poiché i concetti esposti nella trattazione concernente la prima progettazione rimangono validi, e sulla base delle medesime operazioni effettuate, i risultati derivanti dalla modifica del pacchetto sono i seguenti:

<u>Strato superficiale:</u>	127,0 mm
-----------------------------	----------

<u>Base:</u>	203,2 mm
<u>Fondazione:</u>	435,8 mm
<u>Spessore totale sovrastruttura:</u>	766,0 mm
<u>CDF:</u>	1,00
<u>Vita prevista:</u>	20 anni

Anche in questo caso, per comodità, abbiamo deciso di arrotondare al centimetro, per eccesso, il valore degli spessori calcolati, con una conseguente variazione sia del valore di CDF sia della durata di vita prevista. I risultati sono, quindi, i seguenti:

<u>Strato superficiale:</u>	130,0 mm
<u>Base:</u>	210,0 mm
<u>Fondazione:</u>	440,0 mm
<u>Spessore totale sovrastruttura:</u>	780,0 mm

Dai risultati finali, avendo definito degli spessori limiti minimi sia per lo strato superficiale sia per lo strato di base, le uniche differenze di spessore riguarderanno lo strato di fondazione; con le modifiche operate allo strato superficiale, lo strato di fondazione (e quindi l'intero pacchetto) avrà uno spessore inferiore, rispetto al caso precedente, di 5 cm.

3.7. Costi dell'intervento

Nel terminare la mia trattazione, farò un rapido cenno ai costi che il mio intervento di progetto comporta. L'analisi che andrò a compiere prenderà come riferimento un costo unitario al metro quadro e comprenderà i prezzi dei tre materiali che compongono la sovrastruttura di progetto, sia per la prima sia per la seconda ipotesi. Per ogni strato, noti, ovviamente, il suo spessore e il materiale che lo costituisce, sarà definito un costo unitario, riferito al metro quadrato, per centimetro di spessore. Come si potrà notare, la differenza fra i due casi si potrà riscontrare in due diversi punti:

- costo unitario per centimetro di spessore del materiale dello strato superficiale
- costo complessivo, sempre riferito al metro quadrato, del materiale dello strato di fondazione stabilizzato a cemento, dal momento che il suo spessore è differente a seconda dell'ipotesi di progetto considerata.

Fatte queste doverose precisazioni, nelle Tabb. 3.7.1 e 3.7.2 andrò a definire i costi per le due ipotesi di progetto:

Materiale	Spessore (cm)	Costo al m² (€x cm spessore)	Costo al m² (€)
FAA P-401 AC <i>Surface</i>	13	1,65	21,45
FAA P-209 <i>Crushed Aggregate</i>	21	0,35	7,35
Strato di fondazione stabilizzato a cemento	49	0,12	5,88
Sovrastruttura	83	34,68	

Tab. 3.7.1 – Tabella dei costi della prima ipotesi di progetto

Materiale	Spessore (cm)	Costo al m² (€x cm spessore)	Costo al m² (€)
ESSEBAM [®]	13	1,85	24,05
FAA P-209 <i>Crushed Aggregate</i>	21	0,35	7,35
Strato di fondazione stabilizzato a cemento	44	0,12	5,28
Sovrastruttura	78	36,68	

Tab. 3.7.2 – Tabella dei costi della seconda ipotesi di progetto

Come si può evidenziare dai costi totali, per metro quadro, del pacchetto, la prima ipotesi di progetto sembra essere, anche se di poco, la più conveniente (costo inferiore del 5%), nonostante che nel secondo caso si utilizzi un materiale di nuova generazione.

Ad ogni modo questa prima conclusione può indurre all'errore, poiché l'utilizzo di ESSEBAM[®] consente, nel tempo, una manutenzione meno frequente

dello strato superficiale, giacché i danni a fatica e gli strappi, dovuti alle sterzate e alle manovre improvvisate dei mezzi che impegnano la sovrastruttura, sono nettamente inferiori. Di conseguenza gli interventi di manutenzione saranno più distanziati nel tempo e di entità limitata. Tutto ciò lascia indurre che debba essere preferito l'utilizzo di ESSEBAM[®], nonostante esso generi un costo superiore (peraltro di poco) rispetto a quello rilevato con l'uso del materiale FAA P-401 AC *Surface*.

Tale convenienza non risiede soltanto nella comodità sugli interventi di manutenzione. Basterebbe, infatti, eseguire una semplice analisi benefici/costi per scoprire che, con l'utilizzo di ESSEBAM[®], si ha una convenienza anche in termini economici, poiché i costi finali dell'intervento di progetto (intendendo con questa terminologia tutti i costi sostenuti dall'inizio dei lavori fino alla fine della vita utile della sovrastruttura) risulteranno, presumibilmente, inferiori. Ed è proprio per questa ragione che è da preferirsi la seconda ipotesi di progetto.

Conclusioni

Che cosa si può dedurre da questa lunga chiacchierata?

Innanzitutto si può ripercorrere in breve quello che abbiamo fatto. Sono partito da una base teorica sui metodi di dimensionamento per pavimentazioni aeroportuali di tipo flessibili. In seguito ho dato una spiegazione, nei limiti del possibile, del software LEDFAA, utilizzato per i nostri scopi. Infine (e questa è la parte più importante della nostra trattazione) ho esposto tutti i dettagli sul mio lavoro di progettazione, informando il lettore sul sito di progetto, sui materiali utilizzati e sull'opera di dimensionamento.

Devo essere sincero. Mai avrei pensato di dimensionare una sovrastruttura industriale, impegnata da mezzi d'opera e da autotreni, con una metodologia di tipo aeroportuale. Tuttavia questa è stata la scelta più valida, poiché i carichi che la interessano sono notevolmente superiori a quelli che, ordinariamente, interessano le sovrastrutture stradali.

È pertanto importante rilevare come due metodologie di progetto, apparentemente relative a due ambiti completamente diversi, per tipologie di mezzi, per materiali, per carichi, siano molto più vicine di quanto possa sembrare.

C'è da dire di più. Nella mia analisi ho considerato, per brevità, soltanto due ipotesi di progetto. Nulla vieta, però, al lettore e all'ingegnere di considerare altre soluzioni di progetto, cambiando i materiali della sovrastruttura, oppure utilizzando una pavimentazione di tipo rigido (nel nostro caso la stabilizzazione dello strato di fondazione con cemento ha trasformato la nostra sovrastruttura, originariamente ipotizzata di tipo flessibile, in una sovrastruttura semirigida).

Giacché il dimensionamento del piazzale dello stabilimento del Gruppo Marcegaglia è stato già compiuto in tempo antecedenti al mio lavoro, sarebbe

stato anche interessante confrontare i due risultati, per verificare eventuali somiglianze e differenze nelle due ipotesi. Inoltre, sarebbe stato interessante anche eseguire dei controlli sul materiale realizzato in opera, al fine di poter ottenere altri dati in merito. Tuttavia la ristrettezza delle tempistiche non ci ha permesso di proseguire oltre.

Resta però inteso che la ricerca di materiali innovativi è in continua evoluzione. Magari il mio dimensionamento, fra vent'anni (al termine della vita utile della mia sovrastruttura), sarà antiquato e lontano anni luce dai criteri futuri progettuali da seguire.

Ad ogni modo la compenetrazione fra le metodologie di progettazione stradale e aeroportuale sarà sempre maggiore, anche nei prossimi anni.

Appendice A

Rapporti di prova delle carote

Di seguito sono illustrati i rapporti di prova effettuati sui campioni citati nel Capitolo 3. Tali rapporti di prova sono riferiti ai campioni naturali C6, C7, C10, C11, C14, C16, C17, C20 e C24, riportati nel seguente ordine. In coda sono presenti anche i rapporti sui campioni stabilizzati, ossia i campioni C10 + C17 + legante e C24 + legante. Un generico rapporto contiene, come informazioni base, il richiedente e il consegnatario della prova, il committente, la località e il cantiere dai quali proviene il campione, la descrizione del campione fornito e l'autore del prelievo. Infine è riportato un elenco delle prove effettuate sui campioni oggetto di test e la normativa cui tale prova fa riferimento. In aggiunta, nei rapporti di prova concernente i due campioni stabilizzati con l'utilizzo di legante, sono definite anche le percentuali di quest'ultimo e sono riportate alcune osservazioni riguardanti l'energia di costipamento AASHTO e i dati sulle condizioni ambientali. Tutti i test sono stati condotti presso il Laboratorio Prove sui Terreni *Sinergea* srl di Quarto Inferiore, località in provincia di Bologna. Ogni altra informazione sui singoli rapporti di prova è riportata nelle didascalie riguardanti il singolo campione.

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP 09/0141-01**

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** **09/0141_SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : **02/03/09** **DATA DI EMISSIONE :** **18/03/09**

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C 6 **Profondità :** 0.50 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : .

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P.IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.1 – Rapporto di prova del campione C6 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA RSP 09/0141-01 DATA EMISSIONE: 18/03/09
 Pagina 2 di 2

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA - CNR-UNI 10014

SONDAGGIO : - CAMPIONE: C 6 PROFONDITA': 0.50 + - m

Profondità provino	m				
Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	-	-	-	-
Numero colpi	-	-	-	-	-
Massa provino umido + tara	g	-	-	-	-
Massa provino secco + tara	g	-	-	-	-
Contenuto in acqua	%	-	-	-	-
Limite Liquido w_L	%	nd (non determinabile)			

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

DIAGRAMMA DEL LIMITE LIQUIDO

Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	-	-	-	-
Massa provino umido + tara	g	-	-	-	-
Massa provino secco + tara	g	-	-	-	-
Contenuto in acqua	%	-	-	-	-
Limite Plastico w_p	%	np (non plastico)			

Indice di Plasticità ($w_L - w_p$)	
I_p	0

Sperimentatore

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.2 – Rapporto di prova del campione C6 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1
 40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0141-02

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0141_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C 6 Profondità : 0.50 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino: 212.26 g Profondità provino : - m

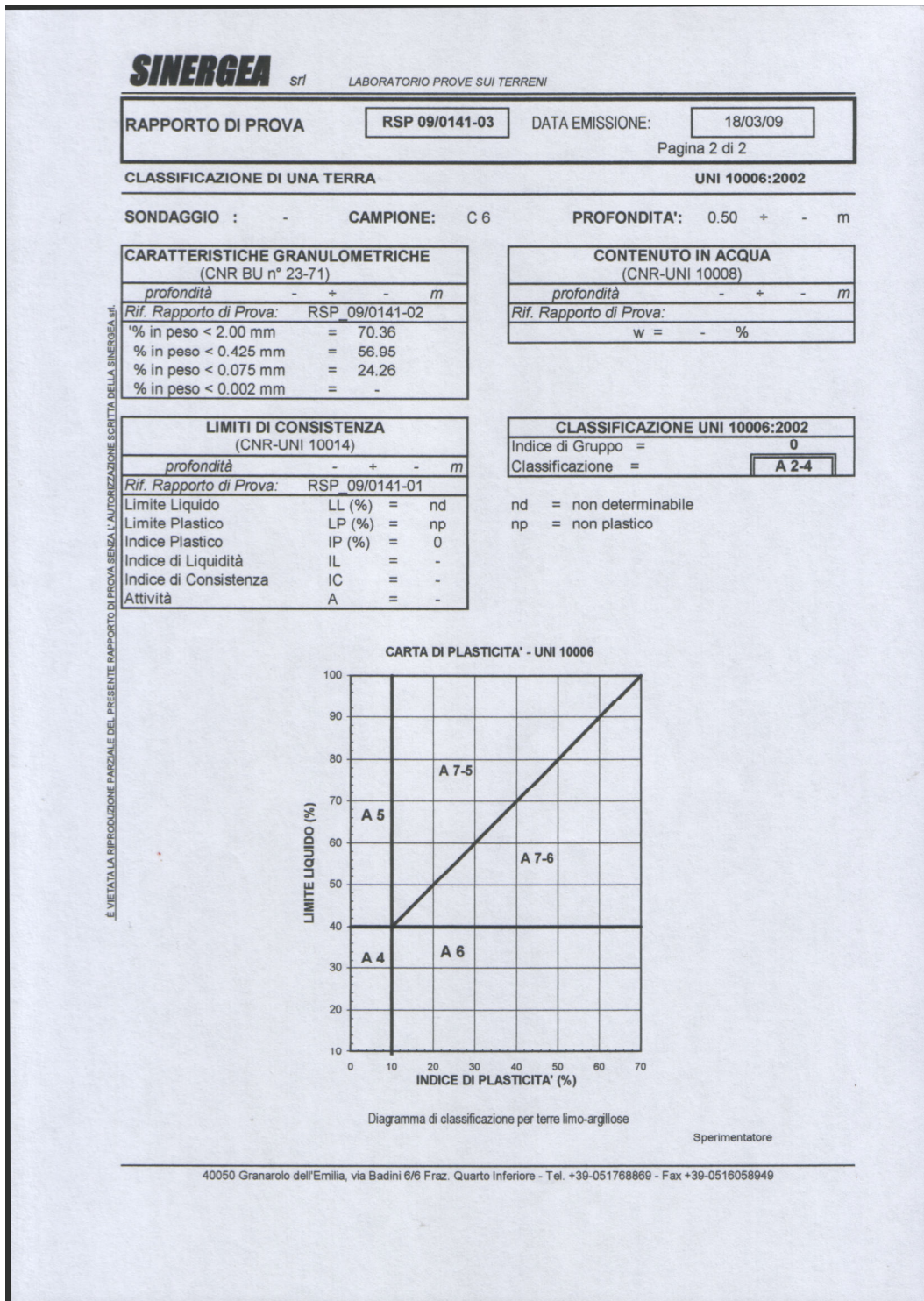
VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	70.36	29.64
40	0.42	56.95	13.41
200	0.075	24.26	32.69

NOTE :

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.3 – Rapporto di prova del campione C6 – Analisi granulometrica



È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGIA srl.

Fig. A.5 – Rapporto di prova del campione C6 – Classificazione di una terra – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0142-01

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0142_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C 7 Profondità : 0.50 - 0.60 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

CANTIERE : VIA BAIONA

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0142_SP

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.6 – Rapporto di prova del campione C7 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1

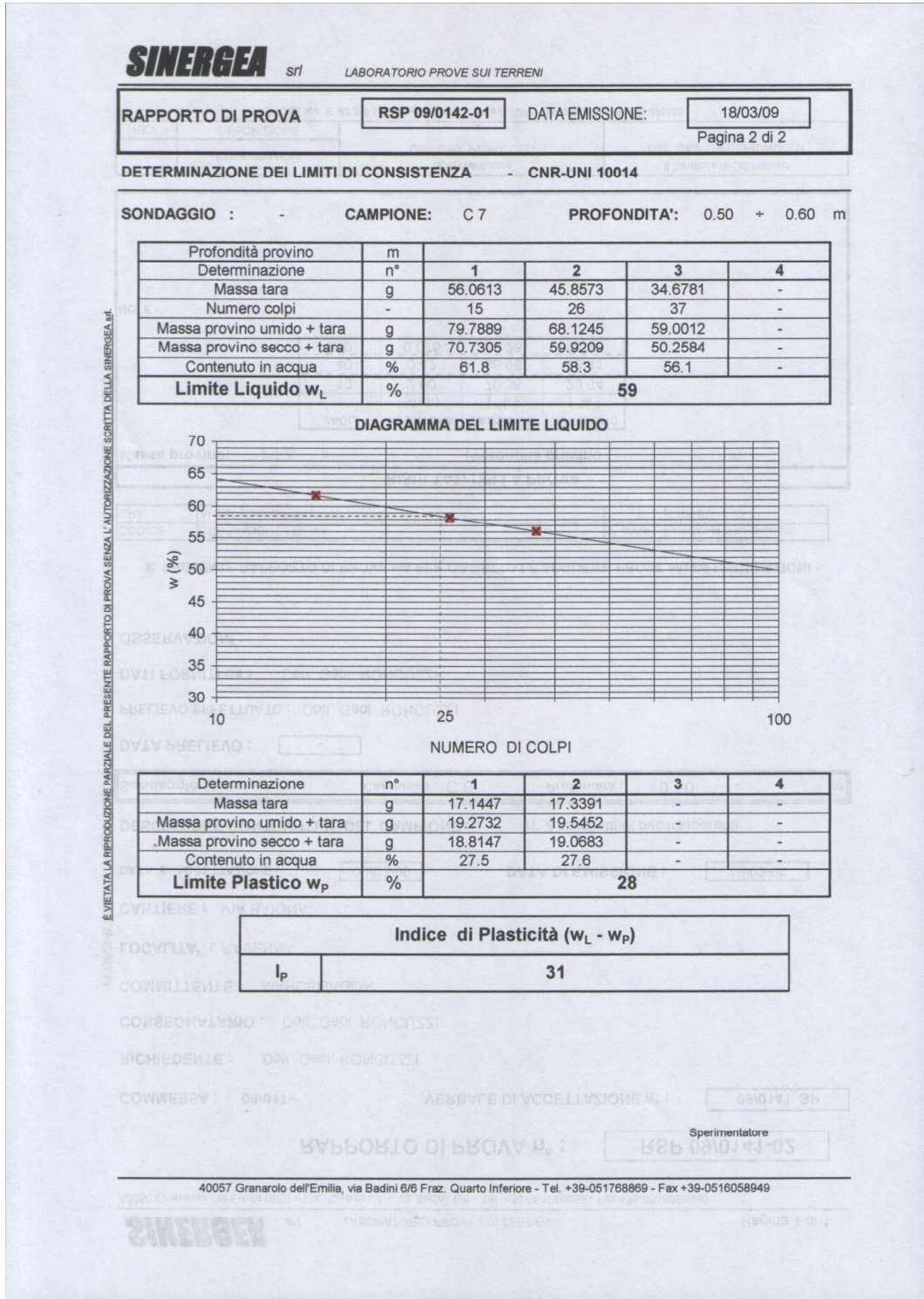


Fig. A.7 – Rapporto di prova del campione C7 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0142-02

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0142_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : Campione : C 7 Profondità : 0.50 - 0.60 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino : 388.56 g Profondità provino : - m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	78.56	21.44
40	0.42	76.50	2.06
200	0.075	51.07	25.43

NOTE :

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.8 – Rapporto di prova del campione C7 – Analisi granulometrica

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0142-03

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0142_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C7 Profondità : 0.50 - 0.60 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	UNI 10006:2002

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n. 2 sacchetti di pvc trasparenti

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

CANTIERE : VIA BAIONA

LOCALITA' : RAVENNA

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

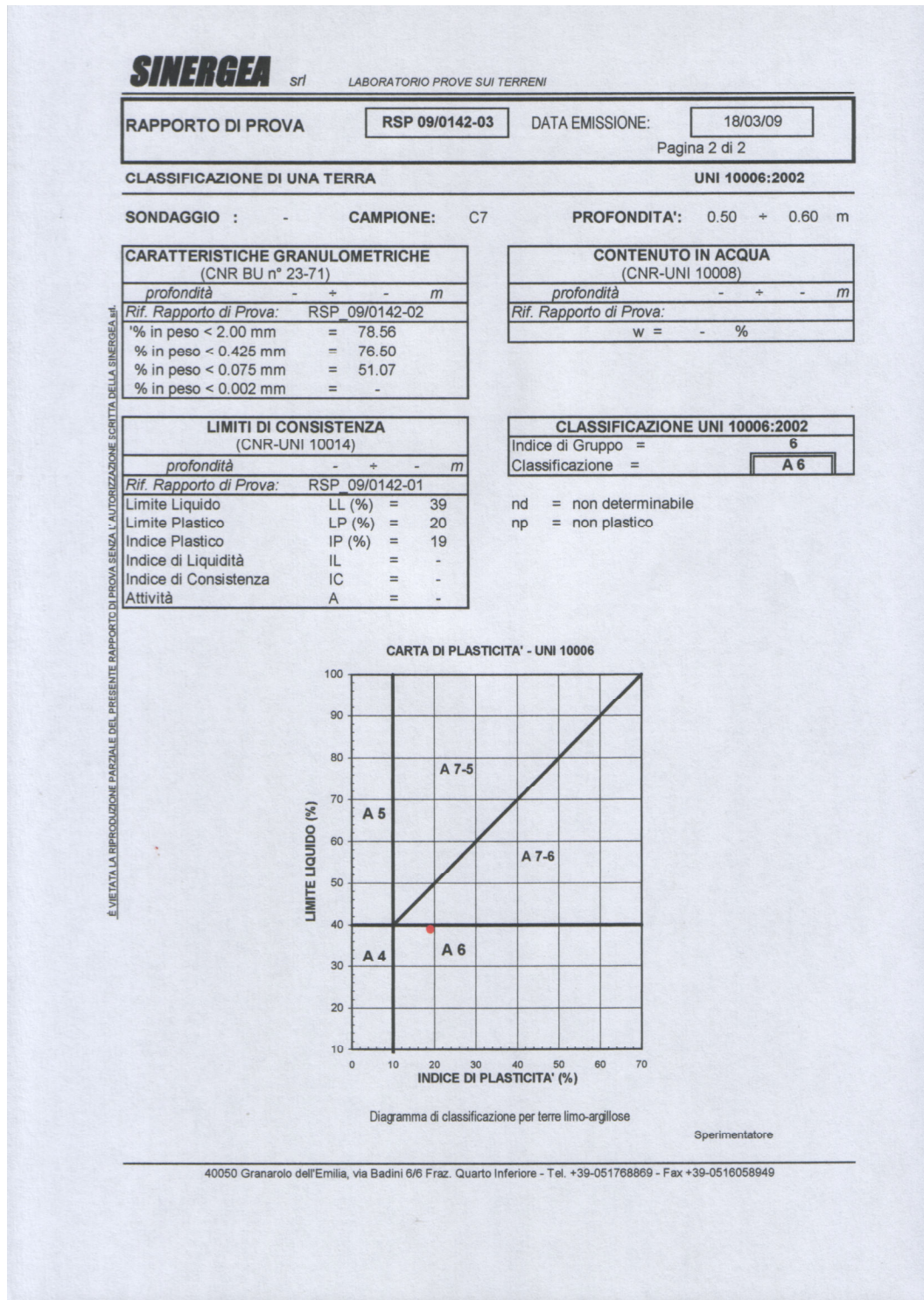
COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0142_SP

0	Prima emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
REV.	DESCRIZIONE	Dott. Geol. Paolo COLLI	Dott. Geol. Dario GRUNDLER

Cap. soc. € 43.350 I.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

SINERGIA

Fig. A.9 – Rapporto di prova del campione C7 – Classificazione di una terra – Pagina 1



È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGIA srl.

Fig. A.10 – Rapporto di prova del campione C7 – Classificazione di una terra – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0143-01

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0143_SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C 10 **Profondità :** 1.10 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : .

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.11 – Rapporto di prova del campione C10 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1

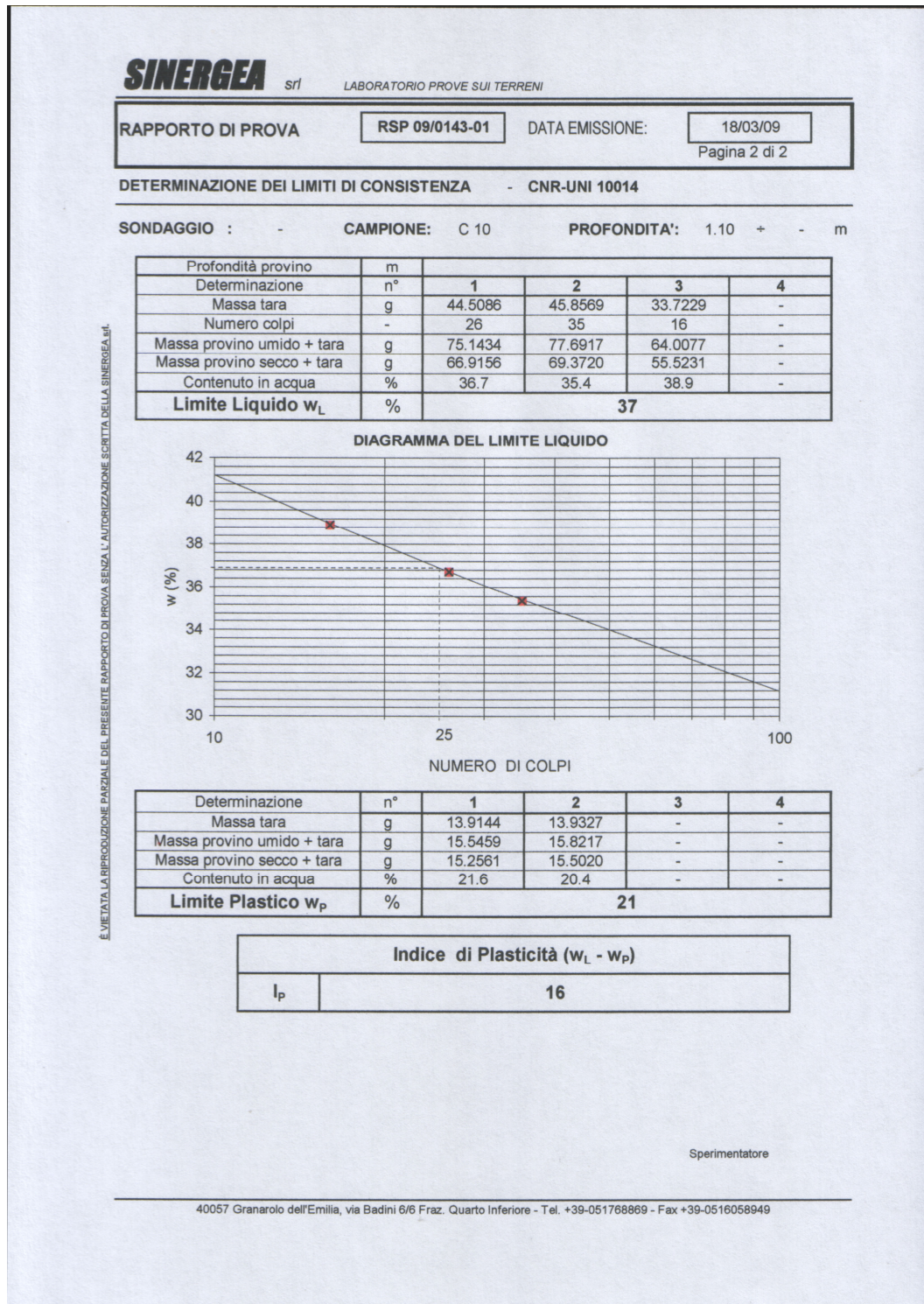


Fig. A.12 – Rapporto di prova del campione C10 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1
40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0518058949

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP 09/0143-02**

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** **09/0143_SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI
CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI
COMMITTENTE : MARCEGAGLIA
LOCALITA' : RAVENNA
CANTIERE : VIA BAIONA
DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C 10 **Profondità :** 1.10 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI
DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI
OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino : 421.12 g **Profondità provino :** - m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	70.03	29.97
40	0.42	67.48	2.55
200	0.075	46.49	20.99

NOTE :

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.

Fig. A.13 - Rapporto di prova del campione C10 - Analisi granulometrica

SINERGEA srl

LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Pagina 1 di 2

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0143-03

COMMESSA : 09/017

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0143_SP

DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

Sondaggio : - Campione : C10 Profondità : 1.10 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	UNI 10006:2002

0	Prima emissione
REV.	DESCRIZIONE

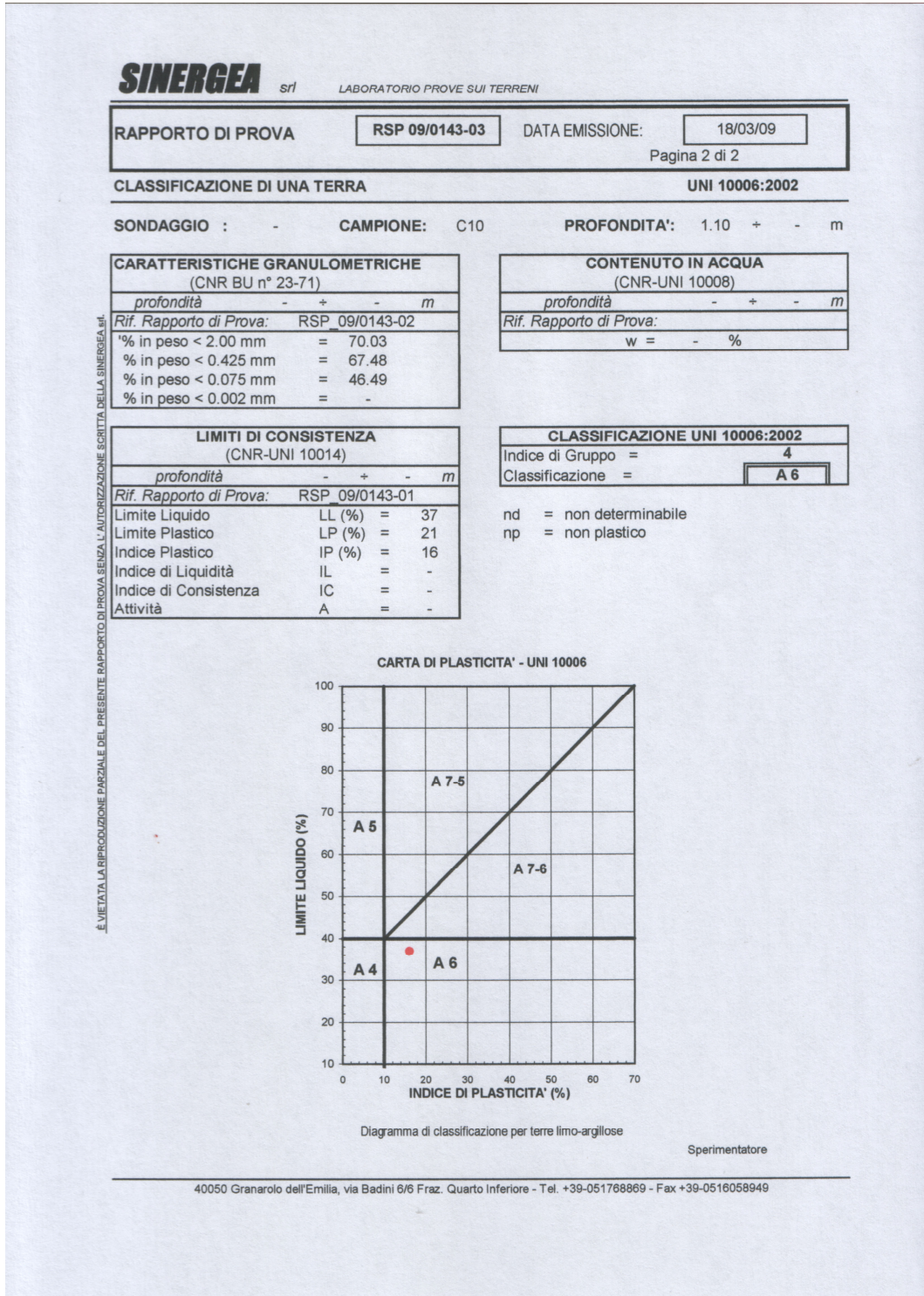
Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI

Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565


È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.

Fig. A.14 – Rapporto di prova del campione C10 – Classificazione di una terra – Pagina 2



È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

Fig. A.15 – Rapporto di prova del campione C10 – Classificazione di una terra – Pagina 2



SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Pagina 1 di 2

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0143-04

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0143_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C10 Profondità : 1.10 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : .

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
SOL	Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili	1	UNI-EN 1744-1

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario Grundler
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGIA s.r.l.

Fig. A.16 – Rapporto di prova del campione C10 – Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili – Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA **RSP_09/0143-04** DATA EMISSIONE **18/03/09**
Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO DI SOLFATI IDROSOLUBILI

CAMPIONE : C10 DIMENSIONI NOMINALI : -
PROVENIENZA: cantiere VERBALE DI PRELIEVO
NORMATIVA DI RIFERIMENTO: UNI - EN 1744-1 non specificato

Massa del precipitato - m	g	0.0065
Massa del campione di prova - M	g	5.614
Contenuto in solfati = (m/M)*34.30	(SO ₃ %)	0.04

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.

Sperimentatore

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.17 – Rapporto di prova del campione C10 – Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0143-05

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0143_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C10	Profondità : 1.10 - - m
----------------------	-----------------------	--------------------------------

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : .

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLO	Determinazione del contenuto in cloruri	1	UNI-EN 1744-1

0	Prima emissione
REV.	DESCRIZIONE

Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI

Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario Grundler

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.18 – Rapporto di prova del campione C10 – Determinazione del contenuto in cloruri – Pagina 1

Pag 2 di 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA	RSP_09/0143-05	DATA EMISSIONE	18/03/09
-------------------	----------------	----------------	----------

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO DI CLORURI SOLUBILI

CAMPIONE : C10	DIMENSIONI NOMINALI : -
PROVENIENZA: cantiere	VERBALE DI PRELIEVO
NORMATIVA DI RIFERIMENTO: UNI-EN 1744-1	non specificato

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

CONTENUTO IN CLORURI
0.01 (come Cl ⁻ %)

Sperimentatore

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.19 – Rapporto di prova del campione C10 – Determinazione del contenuto in cloruri – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0143-06

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0143_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C10	Profondità : 1.10	- - m
---------------	----------------	-------------------	-------

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
SOR	Contenuto in sostanza organica	1	p.i.

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.20 – Rapporto di prova del campione C10 – Contenuto in sostanza organica – Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA **RSP_09/0143-06** DATA EMISSIONE: **18/03/2009**

Pagina 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO IN SOSTANZA ORGANICA - p.i.

SONDAGGIO : - **CAMPIONE :** C10 **PROFONDITA' :** 1.10 + - m

DETERMINAZIONE	(n°)	1	2	3	4	5
Profondità	(m)	-				
Tara	(n°)	-				
massa tara (t)	(g)	1391.14				
Ci + t	(g)	1441.15				
Cf + t	(g)	1440.23				
SOR	(%)	1.8	-	-	-	-
Prova di riferimento						

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

Ci = massa provino iniziale
Cf = massa provino secco finale
SOR = contenuto in sostanza organica

determinazione eseguita determinando la perdita in peso a seguito della reazione chimica svolta con perossido di idrogeno a 110 volumi

SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.21 – Rapporto di prova del campione C10 – Contenuto in sostanza organica – Pagina 2

SINERGIA srl

LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 – Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Pagina 1 di 2

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP 09/0144-01**

COMMESSA : 09/017

VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : **09/0144 SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : **02/03/09**

DATA DI EMISSIONE : **18/03/09**

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C 11	Profondità : 1.30	-	-	m
----------------------	------------------------	--------------------------	---	---	---

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

SONDAGGIO : -

CAMPIONE : C 11

PROFONDITÀ : 1.30

m

0	Prima emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
REV.	DESCRIZIONE	Dott. Geol. Paolo COLLI	Dott. Geol. Dario GRUNDLER

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.22 – Rapporto di prova del campione C11 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA **RSP 09/0144-01** DATA EMISSIONE: **18/03/09**
 Pagina 2 di 2

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA - CNR-UNI 10014

SONDAGGIO : - **CAMPIONE:** C 11 **PROFONDITA':** 1.30 + - m

Profondità provino	m				
Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	-	-	-	-
Numero colpi		-	-	-	-
Massa provino umido + tara	g	-	-	-	-
Massa provino secco + tara	g	-	-	-	-
Contenuto in acqua	%	-	-	-	-
Limite Liquido w_L	%	nd (non determinabile)			

DIAGRAMMA DEL LIMITE LIQUIDO

Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	-	-	-	-
Massa provino umido + tara	g	-	-	-	-
Massa provino secco + tara	g	-	-	-	-
Contenuto in acqua	%	-	-	-	-
Limite Plastico w_P	%	np (non plastico)			

Indice di Plasticità ($w_L - w_P$)

I_P **0**

Sperimentatore

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.23 – Rapporto di prova del campione C11 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1
 40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0144-02

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0144 SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI
 CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI
 COMMITTENTE : MARCEGAGLIA
 LOCALITA' : RAVENNA
 CANTIERE : VIA BAIONA
 DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 16/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C 11 Profondità : 1.30 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI
 DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI
 OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino: 300.8 g Profondità provino : - m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	98.63	1.37
40	0.42	98.07	0.56
200	0.075	33.92	64.15

NOTE :

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.24 – Rapporto di prova del campione C11 – Analisi granulometrica

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP 09/0144-03**

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** **09/0144 SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI
CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI
COMMITTENTE : MARCEGAGLIA
LOCALITA' : RAVENNA
CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C11 **Profondità :** 1.30 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI
DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI
OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	UNI 10006:2002

0 **Prima emissione** **Sperimentatore** **Il Direttore di Laboratorio**
REV. **DESCRIZIONE** **Dott. Geol. Paolo COLLI** **Dott. Geol. Dario GRUNDLER**

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P.IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.25 – Rapporto di prova del campione C11 – Classificazione di una terra – Pagina 1

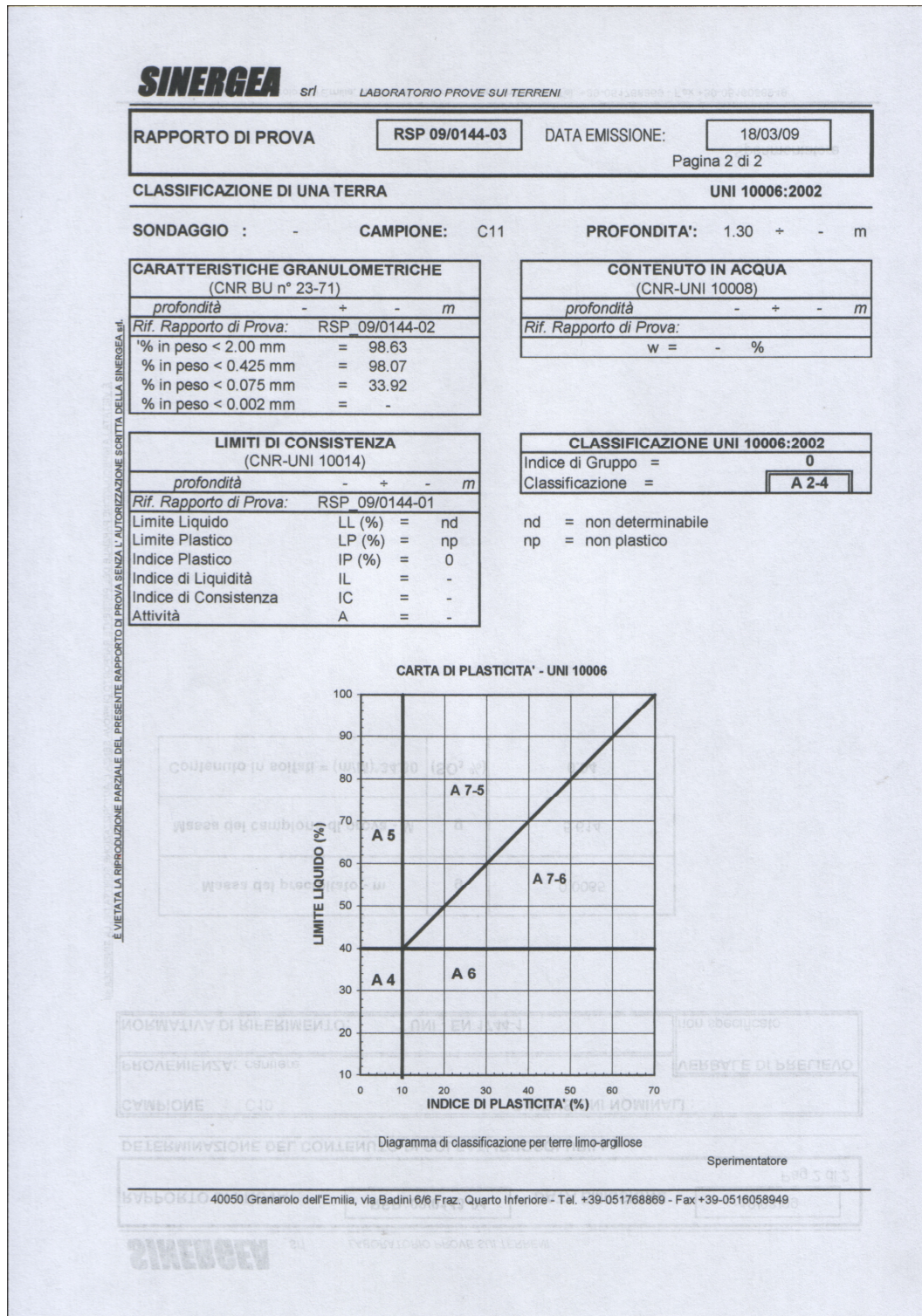


Fig. A.26 – Rapporto di prova del campione C11 – Classificazione di una terra – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 2 di 2
40057 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0145-01

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0145_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C 14	Profondità : 0.80	-	-	m
---------------	-----------------	-------------------	---	---	---

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.27 – Rapporto di prova del campione C14 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1

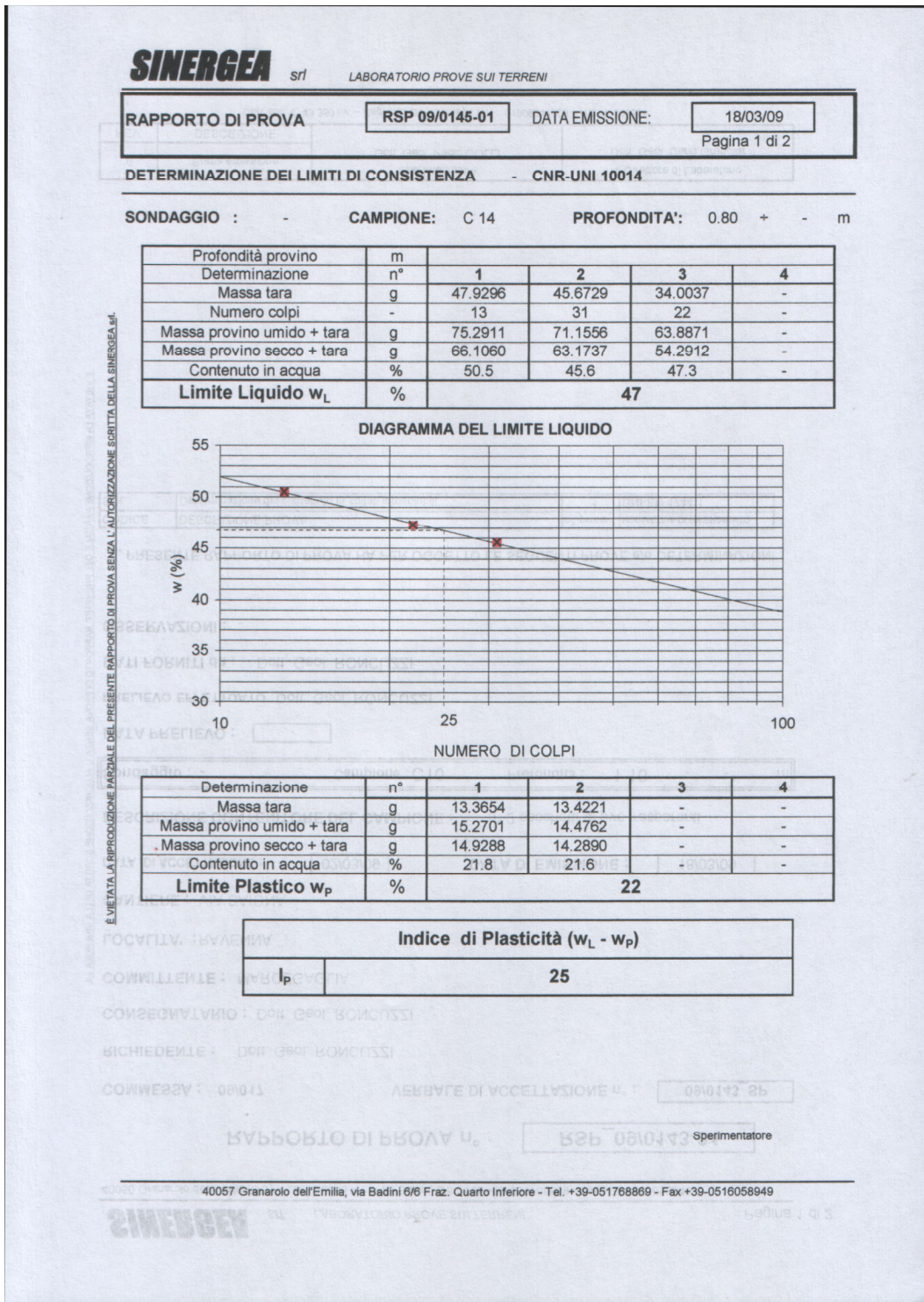


Fig. A.28 – Rapporto di prova del campione C14 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0145-02

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0145_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C 14 **Profondità :** 0.80 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino: 294.33 g **Profondità provino :** - m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	99.93	0.07
40	0.42	99.62	0.31
200	0.075	85.94	13.68

NOTE:

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

SINERGEA

Fig. A.29 – Rapporto di prova del campione C14 – Analisi granulometrica

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

	RAPPORTO DI PROVA n° :	RSP 09/0145-03
--	-------------------------------	-----------------------

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0145_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C14 **Profondità :** 0.80 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	UNI 10006:2002

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Fig. A.30 – Rapporto di prova del campione C14 – Classificazione di una terra – Pagina 1

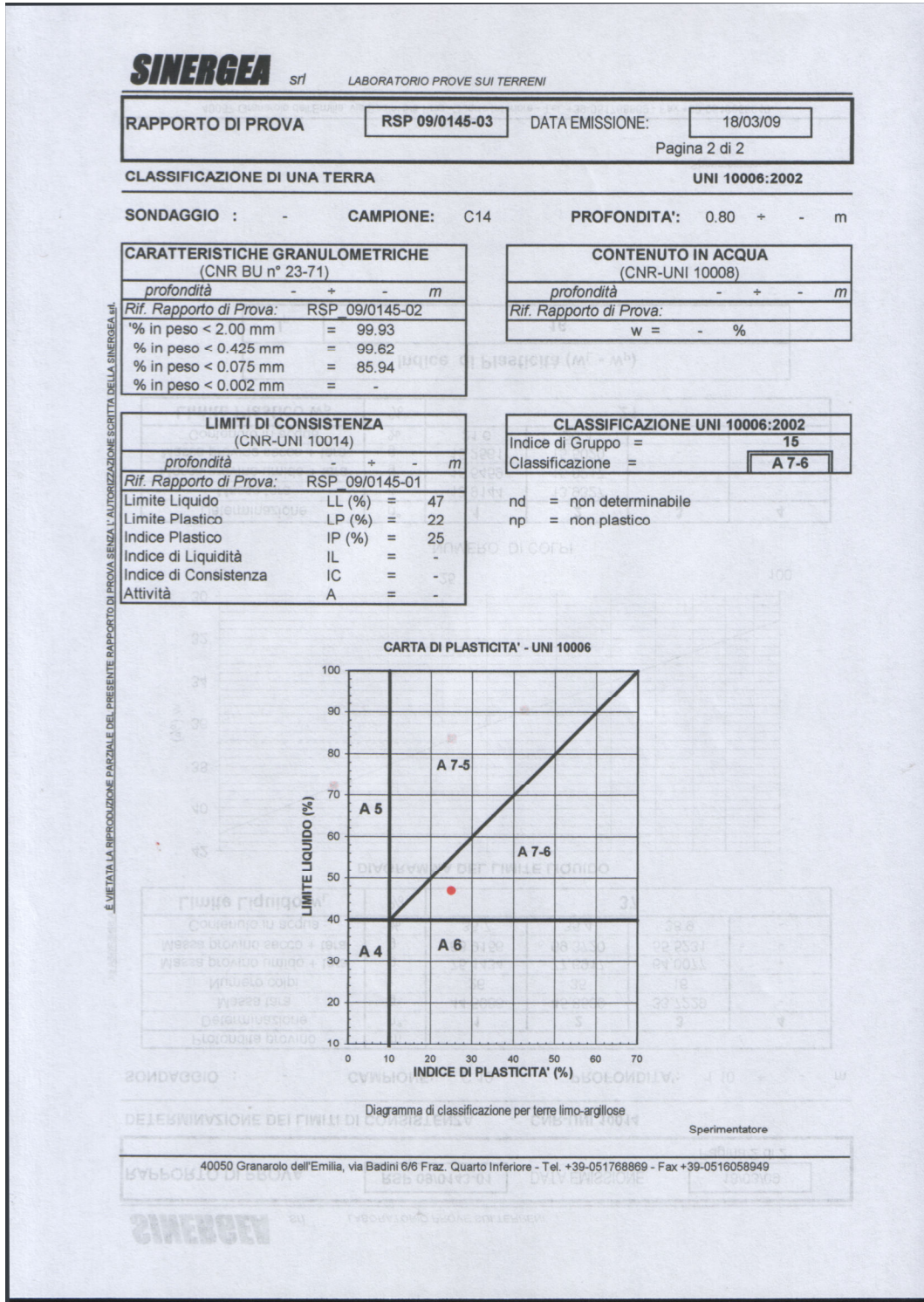


Fig. A.31 – Rapporto di prova del campione C14 – Classificazione di una terra – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 – Tel. +39-051768869 – Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0146-01

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0146 SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C 16 **Profondità :** 0.70 - 0.80 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

INDICE DI PLASTICITÀ (Ip) vs LIMITE LIQUIDO (wL)

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.32 – Rapporto di prova del campione C16 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA **RSP 09/0146-01** DATA EMISSIONE: **18/03/09**
 Pagina 2 di 2

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA - CNR-UNI 10014

SONDAGGIO : - **CAMPIONE:** C 16 **PROFONDITA':** 0.70 + 0.80 m

Profondità provino	m				
Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	-	-	-	-
Numero colpi	-	-	-	-	-
Massa provino umido + tara	g	-	-	-	-
Massa provino secco + tara	g	-	-	-	-
Contenuto in acqua	%	-	-	-	-
Limite Liquido w_L	%	nd (non determinabile)			

DIAGRAMMA DEL LIMITE LIQUIDO

Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	-	-	-	-
Massa provino umido + tara	g	-	-	-	-
Massa provino secco + tara	g	-	-	-	-
Contenuto in acqua	%	-	-	-	-
Limite Plastico w_P	%	np (non plastico)			

Indice di Plasticità ($w_L - w_P$)

I_p	0
-------------------------	----------

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.33 – Rapporto di prova del campione C16 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0146-02

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0146 SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C 16 **Profondità :** 0.70 - **0.80** m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino: 205.97 g **Profondità provino :** - m

VAGLI (mm)	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	99.81	0.19
40	0.42	98.64	1.17
200	0.075	13.52	85.12

NOTE :

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.34 – Rapporto di prova del campione C16 – Analisi granulometrica

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0146-03

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0146_SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C16	Profondità : 0.70 - 0.80	m
----------------------	-----------------------	---------------------------------	---

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	UNI 10006:2002

Indice di Plasticità (w_p - w_L)

18

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.35 – Rapporto di prova del campione C16 – Classificazione di una terra – Pagina 1

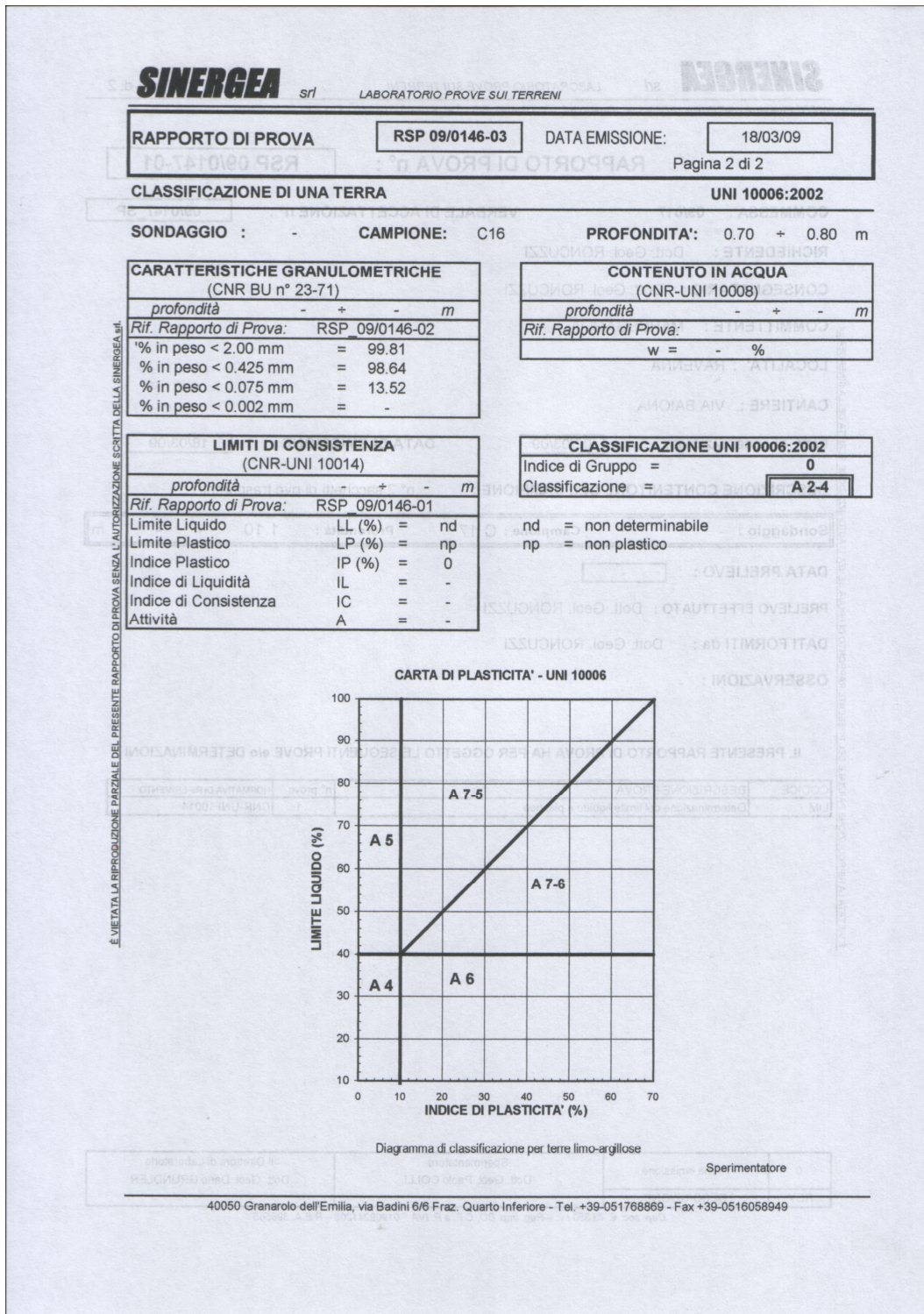


Fig. A.36 – Rapporto di prova del campione C16 – Classificazione di una terra – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0146-04

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0146_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI
CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI
COMMITTENTE : MARCEGAGLIA
LOCALITA' : RAVENNA
CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C16	Profondità : 0.70 - 0.80 m
----------------------	-----------------------	-----------------------------------

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI
DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI
OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
SOL	Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili	1	UNI-EN 1744-1

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGIA srl.

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario Grundler
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.37 - Rapporto di prova del campione C16 - Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili - Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA **RSP_09/0146-04** DATA EMISSIONE **18/03/09**
Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO DI SOLFATI IDROSOLUBILI

CAMPIONE : C16 DIMENSIONI NOMINALI : -

PROVENIENZA: cantiere VERBALE DI PRELIEVO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO: UNI - EN 1744-1 non specificato

Massa del precipitato - m	g	0.0034
Massa del campione di prova - M	g	5.1294
Contenuto in solfati = (m/M)*34.30	(SO ₃ %)	0.02

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.

Sperimentatore

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.38 – Rapporto di prova del campione C16 – Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili – Pagina 2

SINERGEA Srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0146-05

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0146_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C16 Profondità : 0.70 - 0.80 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLO	Determinazione del contenuto in cloruri	1	UNI-EN 1744-1

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario Grundler
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.39 – Rapporto di prova del campione C16 – Determinazione del contenuto in cloruri – Pagina 1

Pag 2 di 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA	RSP_09/0146-05	DATA EMISSIONE	18/03/09
-------------------	----------------	----------------	----------

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO DI CLORURI SOLUBILI

CAMPIONE : C16	DIMENSIONI NOMINALI : -
PROVENIENZA: cantiere	VERBALE DI PRELIEVO
NORMATIVA DI RIFERIMENTO: UNI-EN 1744-1	non specificato

CONTENUTO IN CLORURI
< 0.01 (come Cl ⁻ %)

Sperimentatore

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl

Fig. A.40 – Rapporto di prova del campione C16 – Determinazione del contenuto in cloruri – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
 40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0146-06

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0146_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C16 Profondità : 0.70 - 0.80 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
SOR	Contenuto in sostanza organica	1	p.i.

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.41 – Rapporto di prova del campione C16 – Contenuto in sostanza organica – Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA	RSP_09/0146-06	DATA EMISSIONE:	18/03/2009
Pagina 2 di 2			

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO IN SOSTANZA ORGANICA - p.i.

SONDAGGIO : - **CAMPIONE :** C16 **PROFONDITA' :** 0.70 + 0.80 m

DETERMINAZIONE	(n°)	1	2	3	4	5
Profondità	(m)	-				
Tara	(n°)	-				
massa tara (t)	(g)	1077.82				
Ci + t	(g)	1129.41				
Cf + t	(g)	1128.91				
SOR	(%)	1.0	-	-	-	-
Prova di riferimento						

Ci = massa provino iniziale
 Cf = massa provino secco finale
 SOR = contenuto in sostanza organica

determinazione eseguita determinando la perdita in peso a seguito della reazione chimica svolta con perossido di idrogeno a 110 volumi

SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl

Fig. A.42 – Rapporto di prova del campione C16 – Contenuto in sostanza organica – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
 40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0147-01

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0147_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI
CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI
COMMITTENTE : MARCEGAGLIA
LOCALITA' : RAVENNA
CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C 17	Profondità : 1.10	-	-	m
----------------------	------------------------	--------------------------	---	---	---

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI
DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI
OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

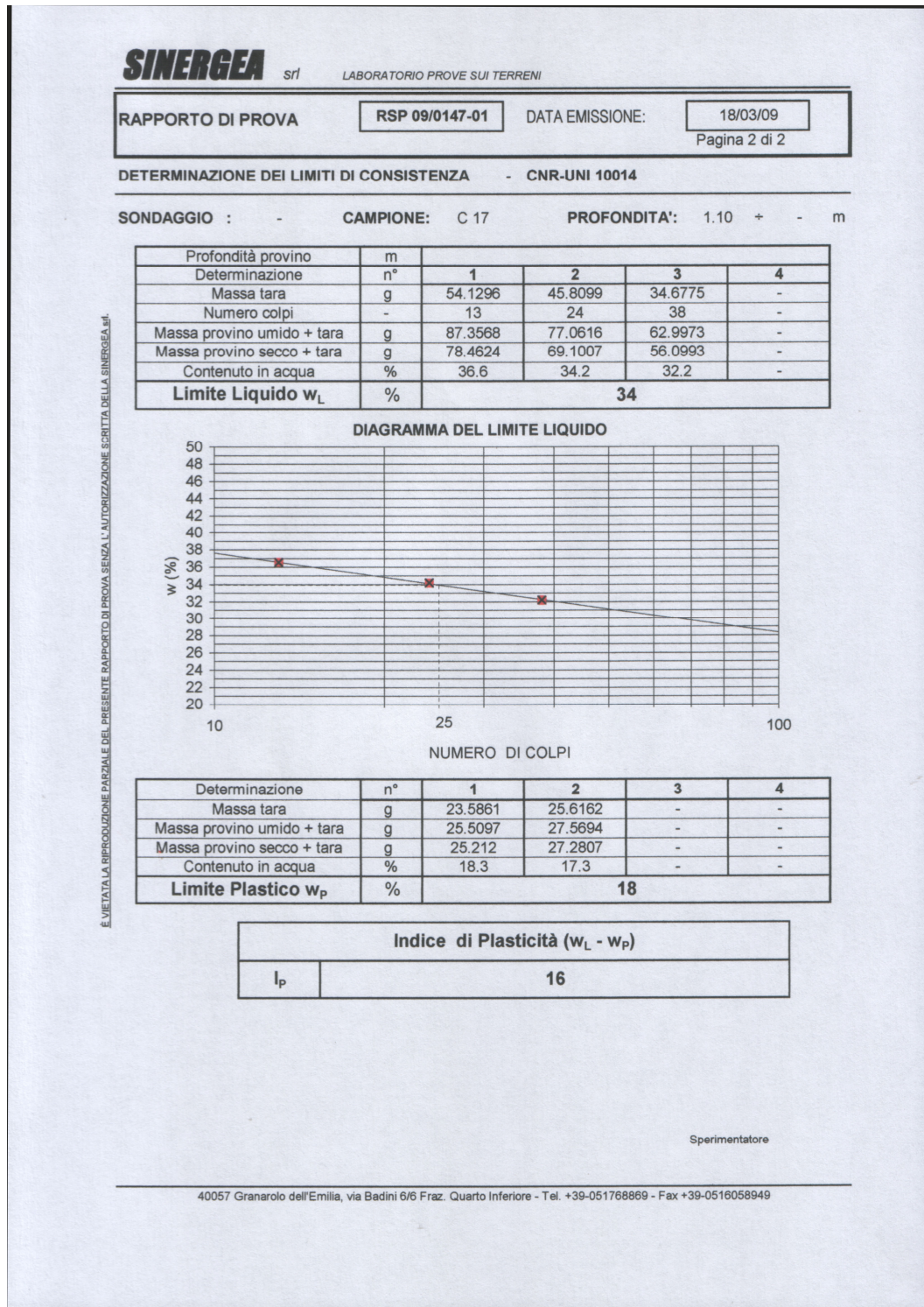
CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P.IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.43 – Rapporto di prova del campione C17 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1



È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.

Fig. A.44 – Rapporto di prova del campione C17 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0147-02

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0147_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C 17	Profondità : 1.10	-	-	m
---------------	-----------------	-------------------	---	---	---

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino: 544.1 g Profondità provino : - m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	79.52	20.48
40	0.42	77.04	2.48
200	0.075	52.64	24.40

NOTE :

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 I.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.45 – Rapporto di prova del campione C17 – Analisi granulometrica

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
 40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP 09/0147-03**

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0147_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C17 **Profondità :** 1.10 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

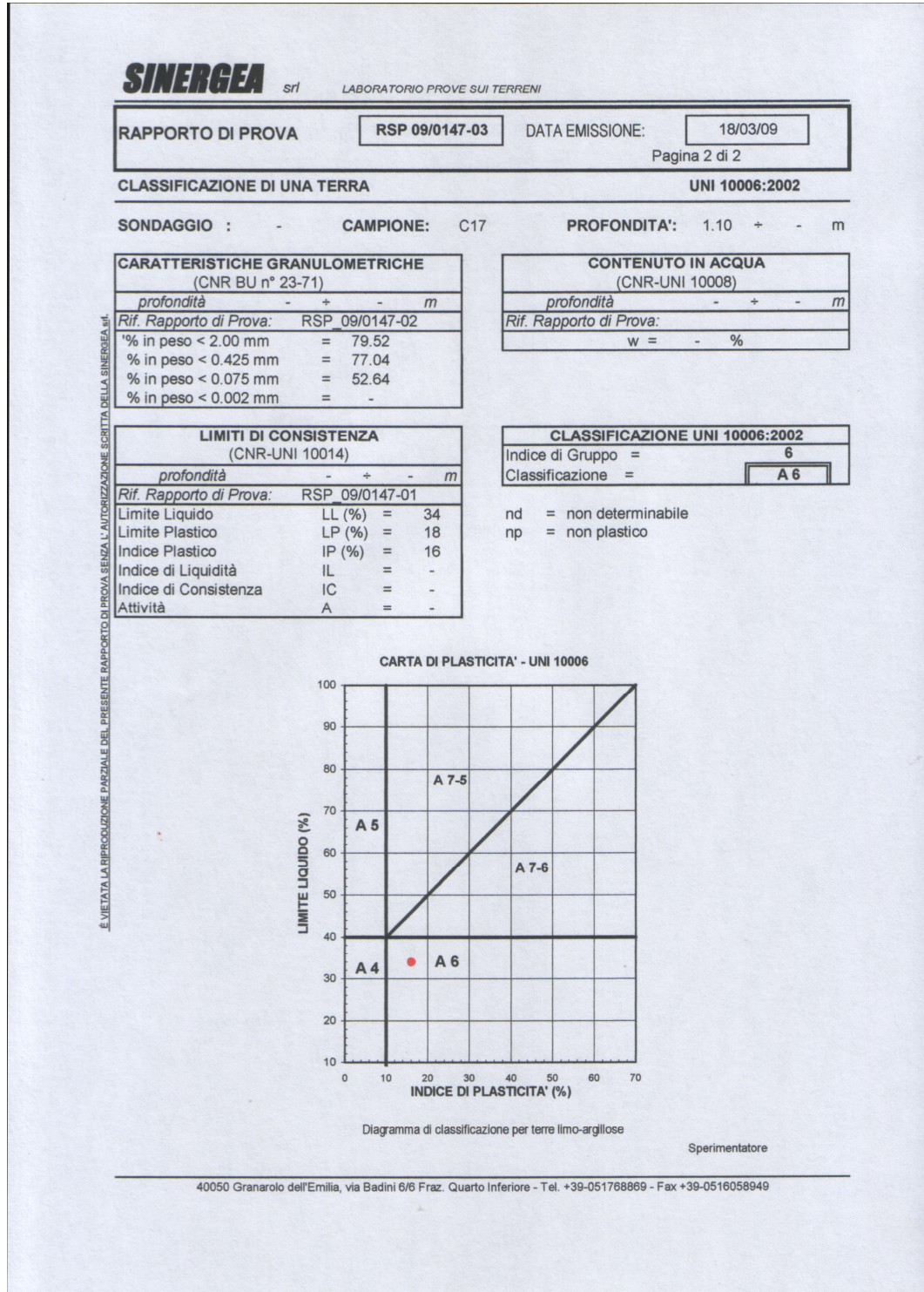
CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	UNI 10006:2002

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P.IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.46 - Rapporto di prova del campione C17 - Classificazione di una terra - Pagina 1



È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

Fig. A.47 – Rapporto di prova del campione C17 – Classificazione di una terra – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40057 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0148-01

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0148_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C 20 Profondità : 0.80 - 0.90 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.48 – Rapporto di prova del campione C20 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA RSP 09/0148-01 DATA EMISSIONE: 18/03/09
Pagina 2 di 2

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA - CNR-UNI 10014

SONDAGGIO : - CAMPIONE: C 20 PROFONDITA': 0.80 + 0.90 m

Profondità provino	m	1	2	3	4
Determinazione	n°				
Massa tara	g	-	-	-	-
Numero colpi	-	-	-	-	-
Massa provino umido + tara	g	-	-	-	-
Massa provino secco + tara	g	-	-	-	-
Contenuto in acqua	%	-	-	-	-
Limite Liquido w_L	%	nd (non determinabile)			

DIAGRAMMA DEL LIMITE LIQUIDO

Limite Plastico w_P

Determinazione	n°	1	2	3	4
Massa tara	g	-	-	-	-
Massa provino umido + tara	g	-	-	-	-
Massa provino secco + tara	g	-	-	-	-
Contenuto in acqua	%	-	-	-	-
Limite Plastico w_P	%	np (non plastico)			

Indice di Plasticità ($w_L - w_P$)

I_p	0
-------	---

Sperimentatore

40057 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.49 – Rapporto di prova del campione C20 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0148-02

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0148_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C 20 Profondità : 0.80 - 0.90 m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino: 287.92 g Profondità provino : - m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	99.99	0.01
40	0.42	99.92	0.08
200	0.075	15.26	84.66

NOTE :

REV.	DESCRIZIONE	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	Prima emissione	Dott. Geol. Paolo COLLI	Dott. Geol. Dario GRUNDLER

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.50 – Rapporto di prova del campione C20 – Analisi granulometrica

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP 09/0148-03**

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0148_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI
CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI
COMMITTENTE : MARCEGAGLIA
LOCALITA' : RAVENNA
CANTIERE : VIA BAIONA
DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - **Campione :** C20 **Profondità :** 0.80 - 0.90 m

DATA PRELIEVO : -
PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI
DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI
OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	UNI 10006:2002

0 Prima emissione **Sperimentatore** Dott. Geol. Paolo COLLI **Il Direttore di Laboratorio** Dott. Geol. Dario GRUNDLER

REV. **DESCRIZIONE**

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.51 – Rapporto di prova del campione C20 – Classificazione di una terra – Pagina 1

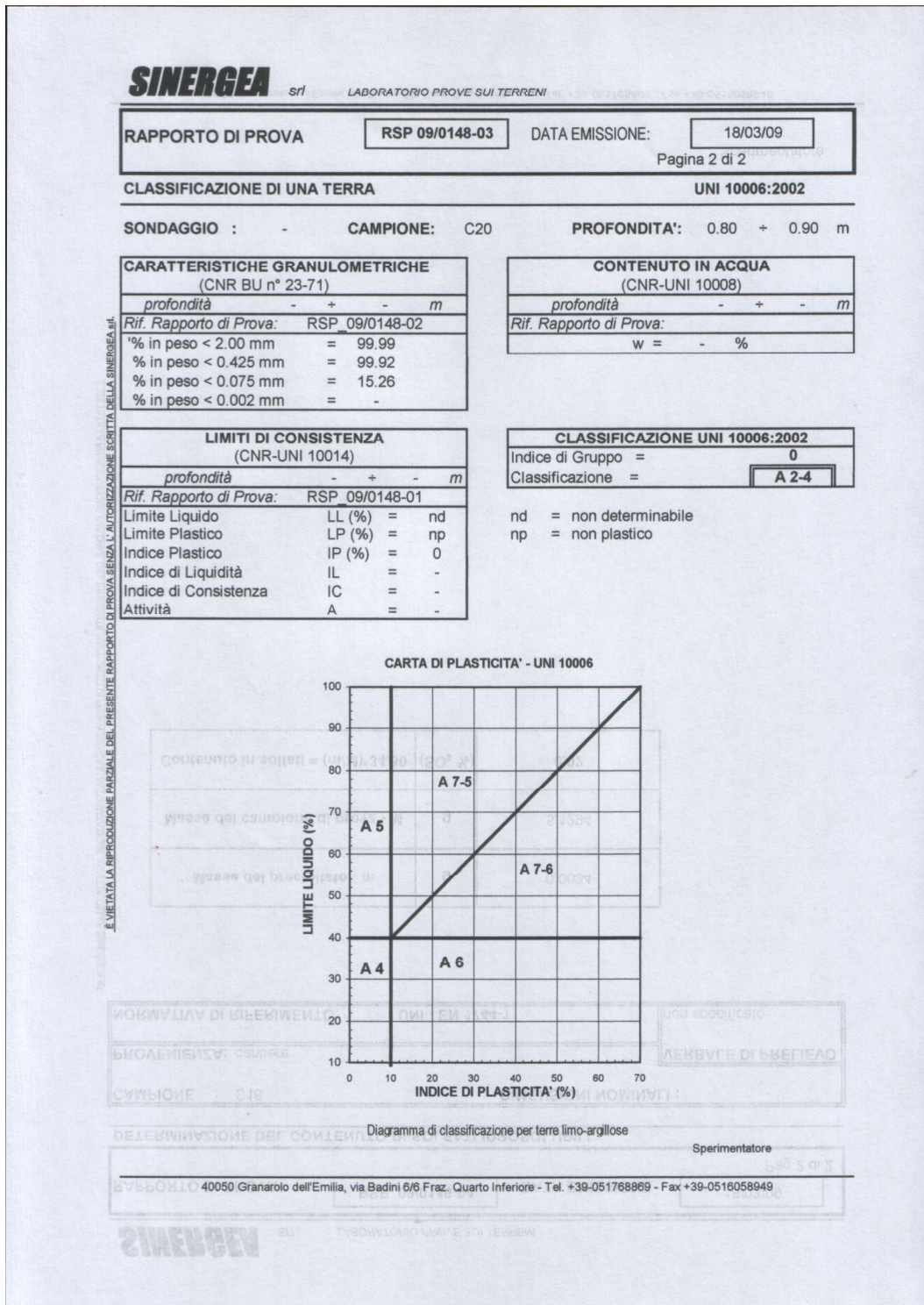


Fig. A.52 – Rapporto di prova del campione C20 – Classificazione di una terra – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40057 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

	RAPPORTO DI PROVA n° :	RSP 09/0149-01
--	-------------------------------	-----------------------

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0149_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C 24	Profondità : 1.00 - - m
---------------	-----------------	-------------------------

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI :

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
LIM	Determinazione del limite liquido e plastico	1	CNR-UNI 10014

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

SINERGIA

Fig. A.53 – Rapporto di prova del campione C24 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 1

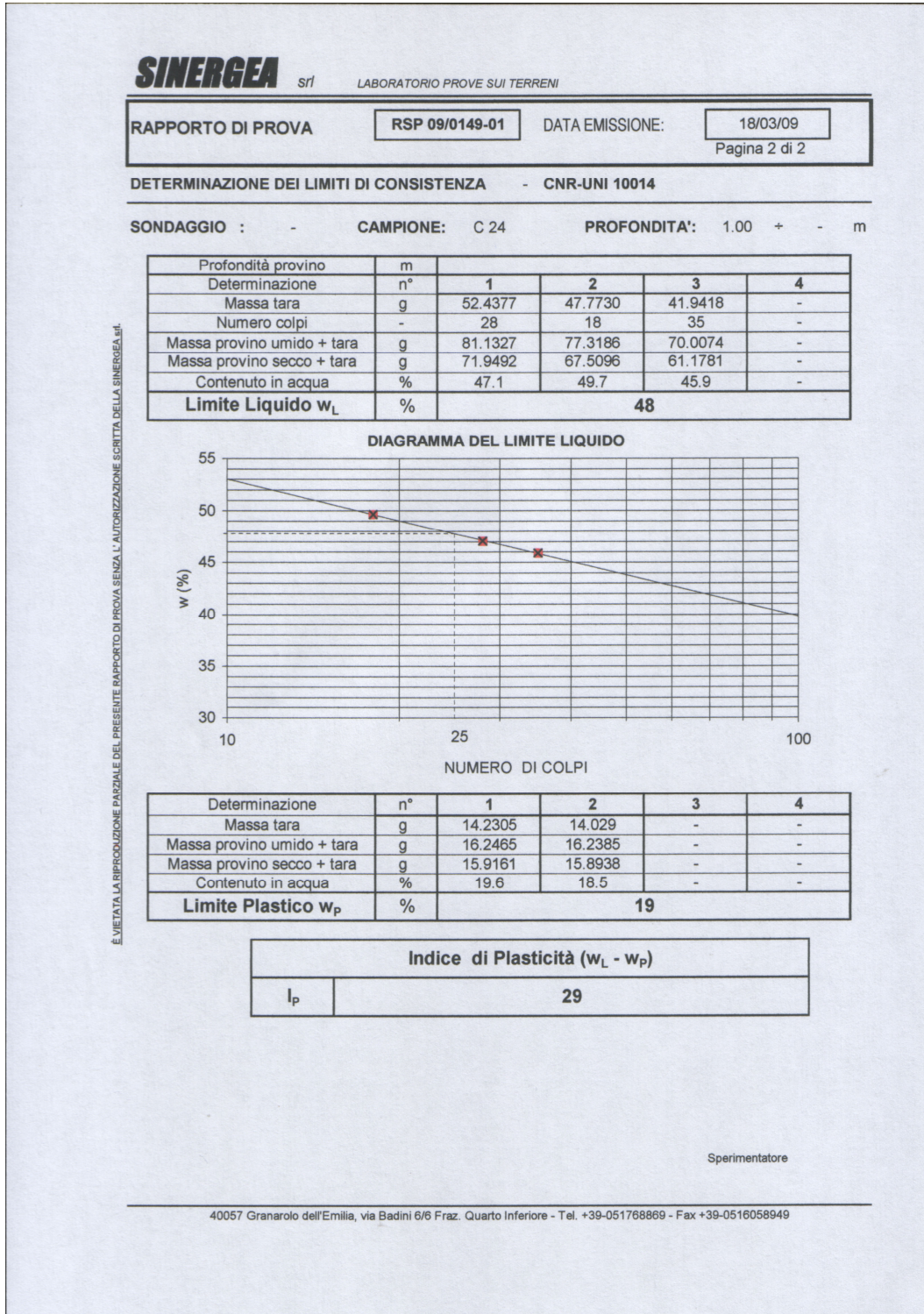


Fig. A.54 – Rapporto di prova del campione C24 – Determinazione del limite liquido e plastico – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 1

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0518058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0149-02

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0149_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : - Campione : C 24 Profondità : 1.00 - - m

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
GRA	Analisi granulometrica	1	CNR BU n° 23-71

RISULTATI DELLA PROVA

Massa provino: 230.13 g Profondità provino : - m

VAGLI	APERTURA (mm)	PASSANTE (%)	TRATTENUTO (%)
10	2.00	96.99	3.01
40	0.42	93.56	3.42
200	0.075	77.25	16.32

NOTE :

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.55 – Rapporto di prova del campione C24 – Analisi granulometrica

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Pagina 1 di 2

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0149-03

COMMESSA : 09/017

VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : **09/0149_SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : **02/03/09**

DATA DI EMISSIONE : **18/03/09**

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C24	Profondità : 1.00	-	-	m
---------------	----------------	-------------------	---	---	---

DATA PRELIEVO :

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLA	Classificazione di una terra	1	UNI 10006:2002

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

Fig. A.56 – Rapporto di prova del campione C24 – Classificazione di una terra – Pagina 1

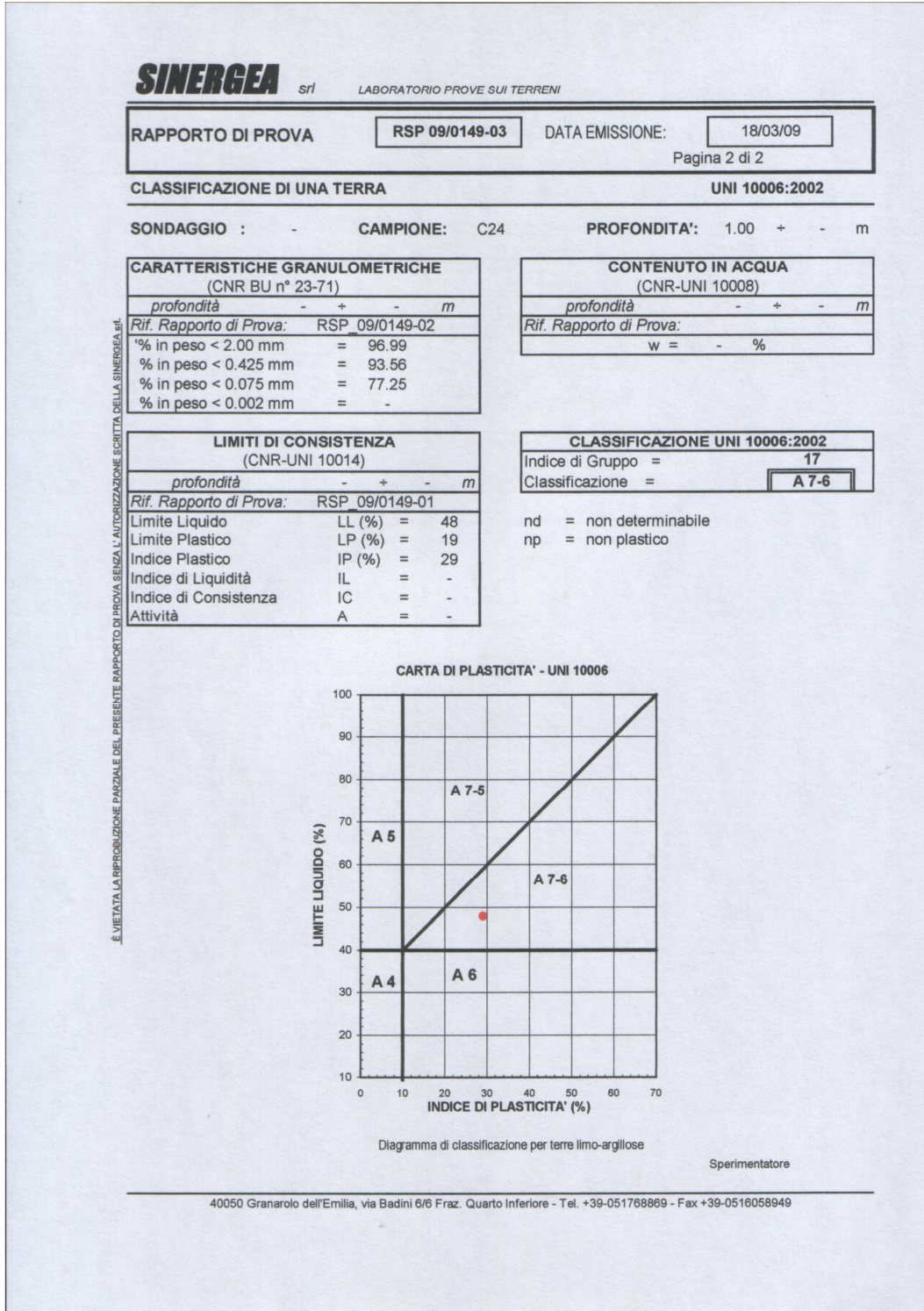


Fig. A.57 – Rapporto di prova del campione C24 – Classificazione di una terra – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

Pagina 1 di 2

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0149-04

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0149_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C24	Profondità : 1.00	- - m
----------------------	-----------------------	--------------------------	-------

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
SOL	Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili	1	UNI-EN 1744-1

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario Grundler
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.

Fig. A.58 – Rapporto di prova del campione C24 – Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili – Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA	RSP_09/0149-04	DATA EMISSIONE	18/03/09
-------------------	----------------	----------------	----------

Pag 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO DI SOLFATI IDROSOLUBILI

CAMPIONE : C24	DIMENSIONI NOMINALI :	-
PROVENIENZA: cantiere	VERBALE DI PRELIEVO	
NORMATIVA DI RIFERIMENTO: UNI - EN 1744-1	non specificato	

Massa del precipitato - m	g	0.0034
Massa del campione di prova - M	g	5.3093
Contenuto in solfati = (m/M)*34.30	(SO ₃ %)	0.02

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE E DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA.srl.

Sperimentatore

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.59 – Rapporto di prova del campione C24 – Determinazione del contenuto in solfati idrosolubili – Pagina 2

SINERGIA Srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Pagina 1 di 2

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0149-05

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0149_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C24	Profondità : 1.00	- - m
---------------	----------------	-------------------	-------

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CLO	Determinazione del contenuto in cloruri	1	UNI-EN 1744-1

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario Grundler
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.60 – Rapporto di prova del campione C24 – Determinazione del contenuto in cloruri – Pagina 1

Pag 2 di 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA	RSP_09/0149-05	DATA EMISSIONE	18/03/09
-------------------	----------------	----------------	----------

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO DI CLORURI SOLUBILI

CAMPIONE : C24	DIMENSIONI NOMINALI : -
PROVENIENZA: cantiere	VERBALE DI PRELIEVO
NORMATIVA DI RIFERIMENTO: UNI-EN 1744-1	non specificato

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.

CONTENUTO IN CLORURI
0.01 (come Cl ⁻ %)

Sperimentatore

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-0517688869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.61 – Rapporto di prova del campione C24 – Determinazione del contenuto in cloruri – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0149-06

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0149_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 02/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : n° 2 sacchetti di pvc trasparenti

Sondaggio : -	Campione : C24	Profondità : 1.00	- - m
----------------------	-----------------------	--------------------------	-------

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : Dott. Geol. RONCUZZI

DATI FORNITI da : Dott. Geol. RONCUZZI

OSSERVAZIONI : -

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
SOR	Contenuto in sostanza organica	1	p.i.

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGIA srl.

0	Prima emissione	Sperimentatore Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.62 – Rapporto di prova del campione C24 – Contenuto in sostanza organica – Pagina 1

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA **RSP_09/0149-06** DATA EMISSIONE: **18/03/2009**

Pagina 2 di 2

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO IN SOSTANZA ORGANICA - p.i.

SONDAGGIO : - **CAMPIONE :** C24 **PROFONDITA' :** 1.00 + - m

DETERMINAZIONE	(n°)	1	2	3	4	5
Profondità	(m)	-				
Tara	(n°)	-				
massa tara (t)	(g)	1066.43				
Ci + t	(g)	1096.57				
Cf + t	(g)	1095.8				
SOR	(%)	2.6	-	-	-	-
Prova di riferimento						

È VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA srl.

Ci = massa provino iniziale
Cf = massa provino secco finale
SOR = contenuto in sostanza organica

determinazione eseguita determinando la perdita in peso a seguito della reazione chimica svolta con perossido di idrogeno a 110 volumi

SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

Fig. A.63 – Rapporto di prova del campione C24 – Contenuto in sostanza organica – Pagina 2

SINERGIA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
 40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0159-01

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0159_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : -

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 04/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : -

Sondaggio : - Campione : C10+C17 + 2% CaO + 4% cemento

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : -

DATI FORNITI da : -

OSSERVAZIONI : Campione confezionato in laboratorio utilizzando i campioni verbalizzati come 09/0143_RSP e 09/0147_RSP, miscelati con il 2% di CaO ed il 4% di cemento Portland 325. **Provini ottenuti da campione addensato con energia di costipamento AASHTO T180 (Proctor Modificato).** Prova eseguita a 7 d di maturazione, avvenuta in condizioni ambientali controllate (T = 25°C - Ur = 95%)

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CNC	Prova di compressione non confinata	2	CNR-BU 36-73

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Fig. A.64 – Rapporto di prova del campione C10 + C17 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) – Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, avvenuta in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) – Pagina 1

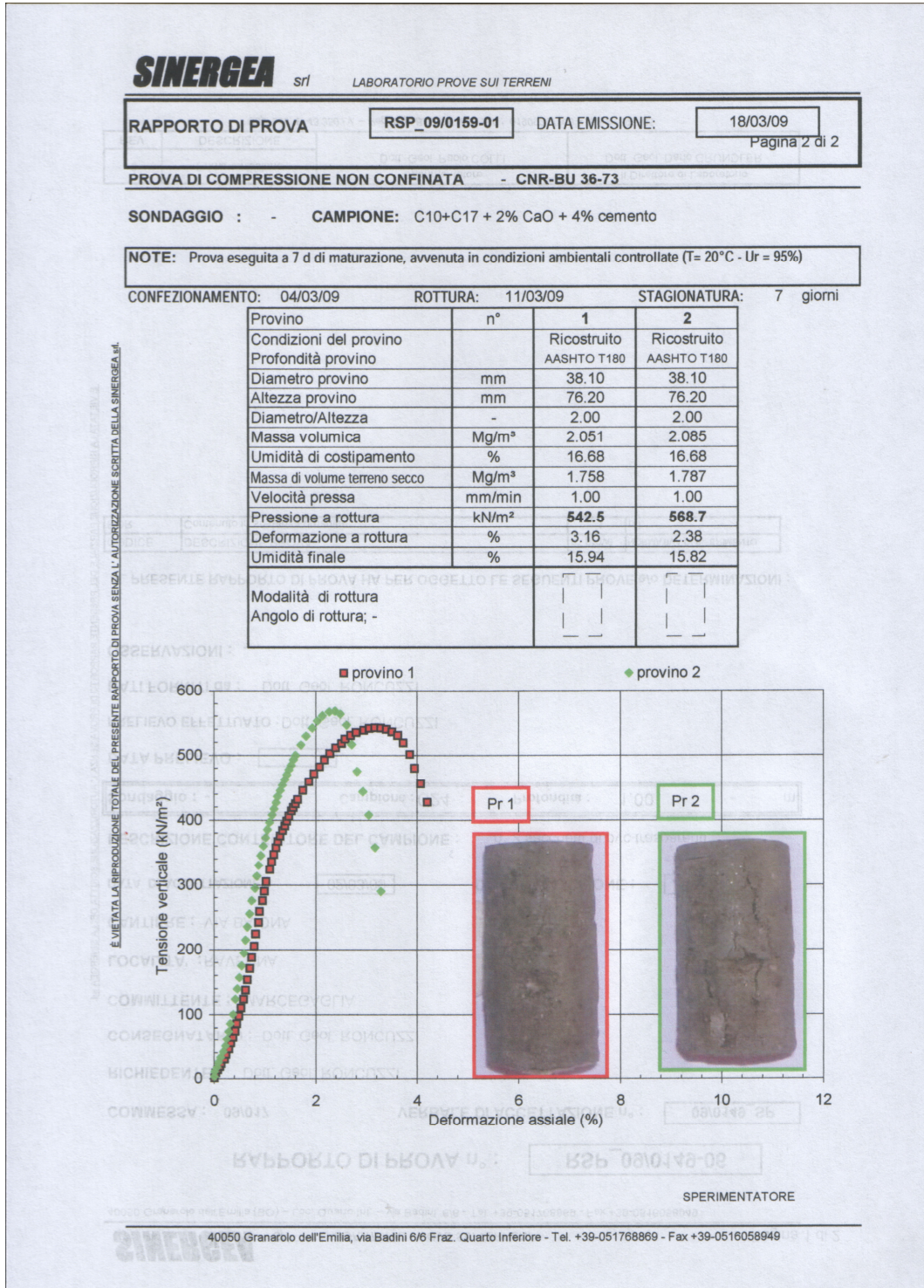


Fig. A.65 – Rapporto di prova del campione C10 + C17 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) – Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, avvenuta in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 3
 40050 Granarolo dell'Emilia (BO) – Loc. Quarto Inf. – via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP 09/0159-02

COMMESSA : 09/017 VERBALE DI ACCETTAZIONE n° : 09/0159_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGnatARIO : -

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 04/03/09 DATA DI EMISSIONE : 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : -

Sondaggio : - Campione : C10+C17 + 2% CaO + 4% cemento

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : -

DATI FORNITI da : -

OSSERVAZIONI : Campione confezionato in laboratorio utilizzando i campioni verbalizzati come 09/0143_RSP e 09/0147_RSP, miscelati con il 2% di CaO ed il 4% di cemento Portland 325. **Provino ottenuto da campione addensato con energia di costipamento AASHTO T180 (Proctor Modificato).**
 Prova eseguita a 7 d di maturazione, di cui 2d in condizioni ambientali controllate (T = 25°C - Ur = 95%) e 5d di immersione in acqua ad una temperatura di 20° C.

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CNC	Prova di compressione non confinata	1	CNR-BU 36-73

CONTENUTO DI SOSTANZE

NORMATIVA DI RIFERIMENTO : CNR-BU 36-73

PROVENIENZA : CANTIERE

CAMPIONE : C10 + C17 + 2% CaO + 4% cemento

DIMENSIONI NOMINALI : Ø 150 mm x 300 mm

DETERMINAZIONI DEL CONTENUTO DI SOSTANZE SOLUBILI

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. – Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 – R.E.A. 398565

Fig. A.66 – Rapporto di prova del campione C10 + C17 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) – Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, di cui due giorni in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) e cinque giorni d'immersione in acqua a una temperatura di 20°C – Pagina 1

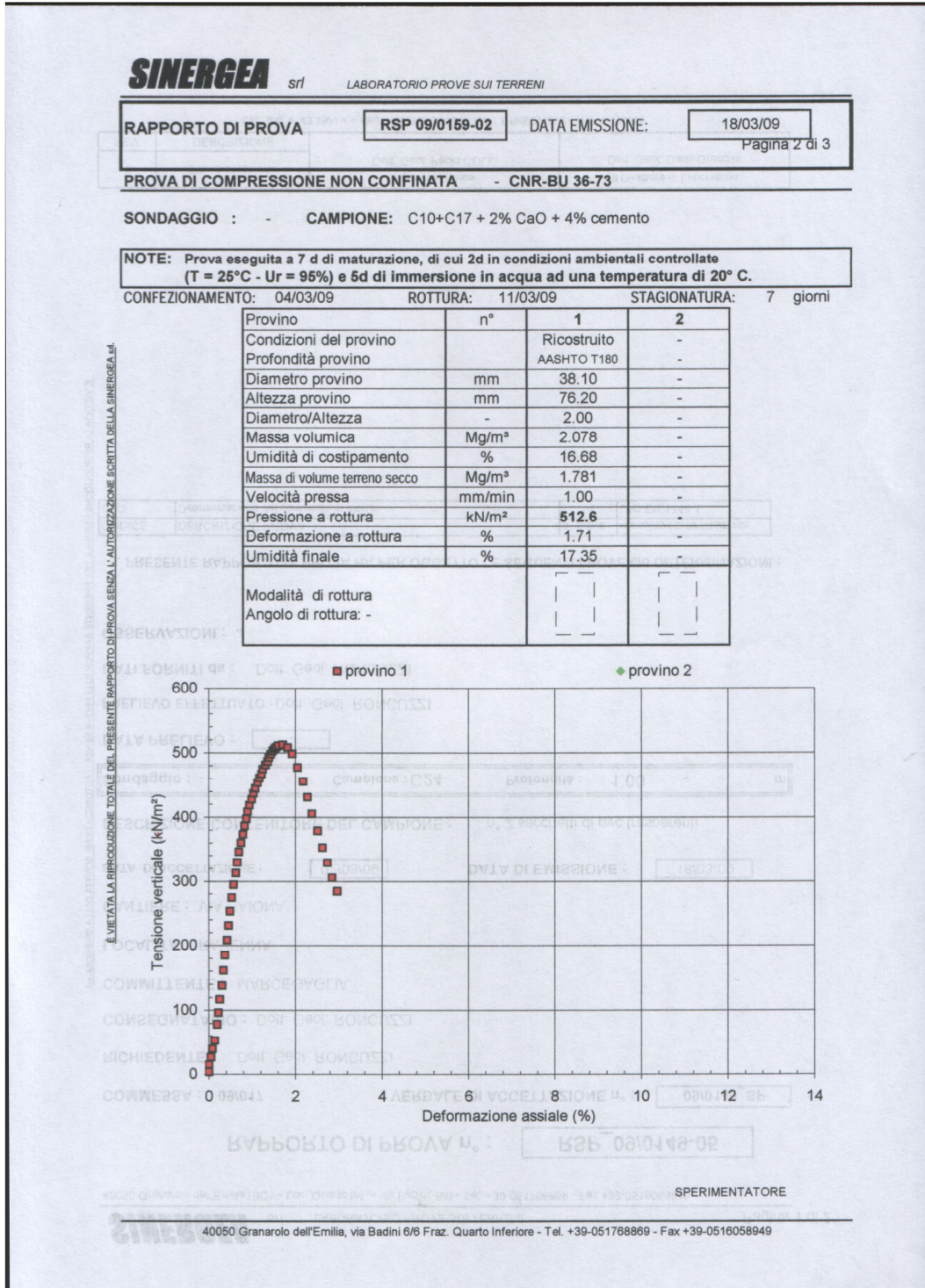



Fig. A.67 – Rapporto di prova del campione C10 + C17 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) – Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, di cui due giorni in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) e cinque giorni d’immersione in acqua a una temperatura di 20°C – Pagina 2


srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA

RSP 09/0159-02

DATA EMISSIONE:

18/03/09

Pagina 3 di 3

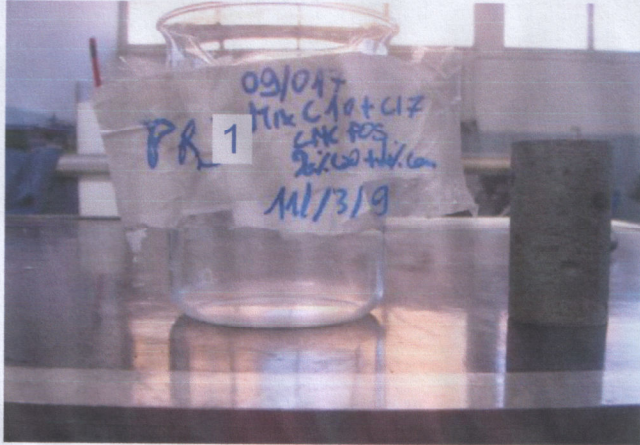
PROVA DI COMPRESSIONE NON CONFINATA - CNR-BU 36-73

SONDAGGIO : - CAMPIONE: C10+C17 + 2% CaO + 4% cemento

NOTE: Prova eseguita a 7 d di maturazione, di cui 2d in condizioni ambientali controllate (T = 25°C - Ur = 95%) e 5d di immersione in acqua ad una temperatura di 20° C.

CONFEZIONAMENTO: 04/03/09 ROTTURA: 11/03/09 STAGIONATURA: 7 giorni

È VIETATA LA RIPRODUZIONE TOTALE DEL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA SENZA L'AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA SINERGEA s.r.l.



Provino 1 dopo la maturazione in acqua. Prima dell'esecuzione della prova di compressione

M - forza di rottura lab. res.M.	N	15000
M - forza di rottura lab. res.M.	N	25000
M - forza di rottura lab. res.M.	N	15000

NORMATIVE DI RIFERIMENTO	MATERIE PRIME	CONDIZIONE
PROVENIENZA	MATERIE PRIME	CONDIZIONE
CAMPIONE	MATERIE PRIME	CONDIZIONE

DETERMINAZIONE DEL CONTENUTO DI SOLI IDROSOLUBILI

SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 6/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

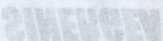


Fig. A.68 – Rapporto di prova del campione C10 + C17 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) – Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, di cui due giorni in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) e cinque giorni d’immersione in acqua a una temperatura di 20°C – Pagina 3

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 2
40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : RSP_09/0158-01

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** 09/0158_SP

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : -

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : 04/03/09 **DATA DI EMISSIONE :** 18/03/09

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : -

Sondaggio : - **Campione :** C24 + 2% CaO + 4% cemento

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : -

DATI FORNITI da : -

OSSERVAZIONI : Campione confezionato in laboratorio utilizzando il materiale verbalizzato come 09/0149_RSP, miscelato con il 2% di CaO ed il 4% di cemento Portland 325. Provino ottenuto da campione addensato con energia di costipamento AASHTO T180 (Proctor Modificato). Prova eseguita a 7 d di maturazione, avvenuta in condizioni ambientali controllate (T = 25°C - Ur = 95%)

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CNC	Prova di compressione non confinata	1	CNR-BU 36-73

0 **Prima emissione** **SPERIMENTATORE** **Il Direttore di Laboratorio**
Dott. Geol. Paolo COLLI **Dott. Geol. Dario GRUNDLER**

REV. **DESCRIZIONE**

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.69 - Rapporto di prova del campione C24 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) - Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, avvenuta in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) - Pagina 1

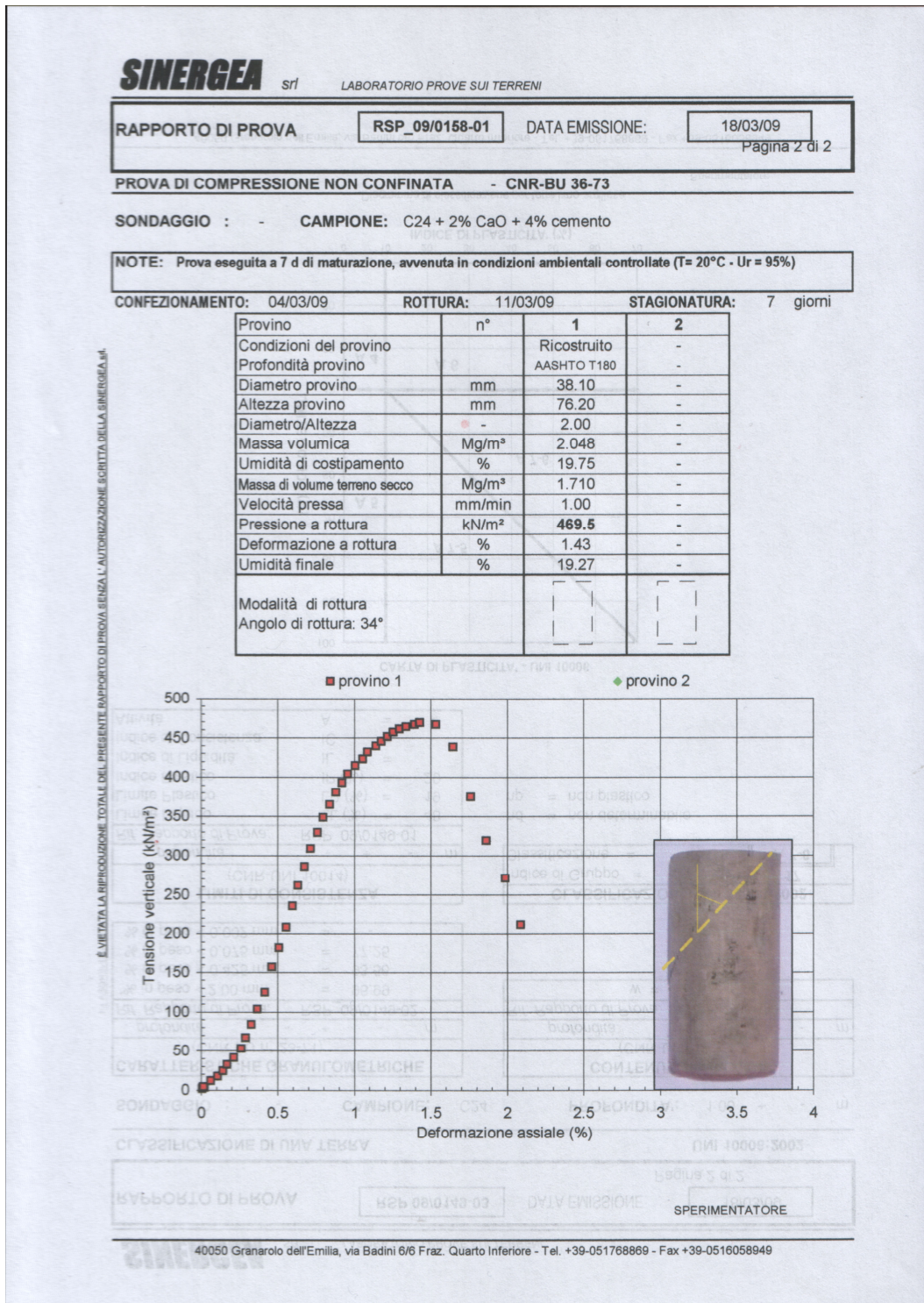


Fig. A.70 – Rapporto di prova del campione C24 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) – Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, avvenuta in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI Pagina 1 di 3

40050 Granarolo dell'Emilia (BO) - Loc. Quarto Inf. - via Badini, 6/6 - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

RAPPORTO DI PROVA n° : **RSP 09/0158-02**

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** **09/0158_SP**

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

CONSEGNATARIO : -

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

LOCALITA' : RAVENNA

CANTIERE : VIA BAIONA

DATA DI ACCETTAZIONE : **04/03/09** **DATA DI EMISSIONE :** **18/03/09**

DESCRIZIONE CONTENITORE DEL CAMPIONE : -

Sondaggio : - **Campione :** C24 + 2% CaO + 4% cemento

DATA PRELIEVO : -

PRELIEVO EFFETTUATO : -

DATI FORNITI da : -

OSSERVAZIONI : Campione confezionato in laboratorio utilizzando il materiale verbalizzato come 09/0149_RSP, miscelato con il 2% di CaO ed il 4% di cemento Portland 325. Provini ottenuti da campione addensato con energia di costipamento AASHTO T180 (Proctor Modificato). Prova eseguita a 7 d di maturazione, di cui 2d in condizioni ambientali controllate (T = 25°C - Ur = 95%) e 5d di immersione in acqua ad una temperatura di 20°C.

IL PRESENTE RAPPORTO DI PROVA HA PER OGGETTO LE SEGUENTI PROVE e/o DETERMINAZIONI :

CODICE	DESCRIZIONE PROVA	n° prove	NORMATIVA DI RIFERIMENTO
CNC	Prova di compressione non confinata	2	CNR-BU 36-73

0 **04/03/09** **18/03/09**

COMMITTENTE : MARCEGAGLIA

RICHIEDENTE : Dott. Geol. RONCUZZI

COMMESSA : 09/017 **VERBALE DI ACCETTAZIONE n° :** **09/0158_SP**

0	Prima emissione	SPERIMENTATORE Dott. Geol. Paolo COLLI	Il Direttore di Laboratorio Dott. Geol. Dario GRUNDLER
REV.	DESCRIZIONE		

Cap. soc. € 43.350 i.v. - Reg. Imp. BO, C.F. e P. IVA : 01909241208 - R.E.A. 398565

Fig. A.71 - Rapporto di prova del campione C24 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) - Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, di cui due giorni in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) e cinque giorni d'immersione in acqua a una temperatura di 20°C - Pagina 1

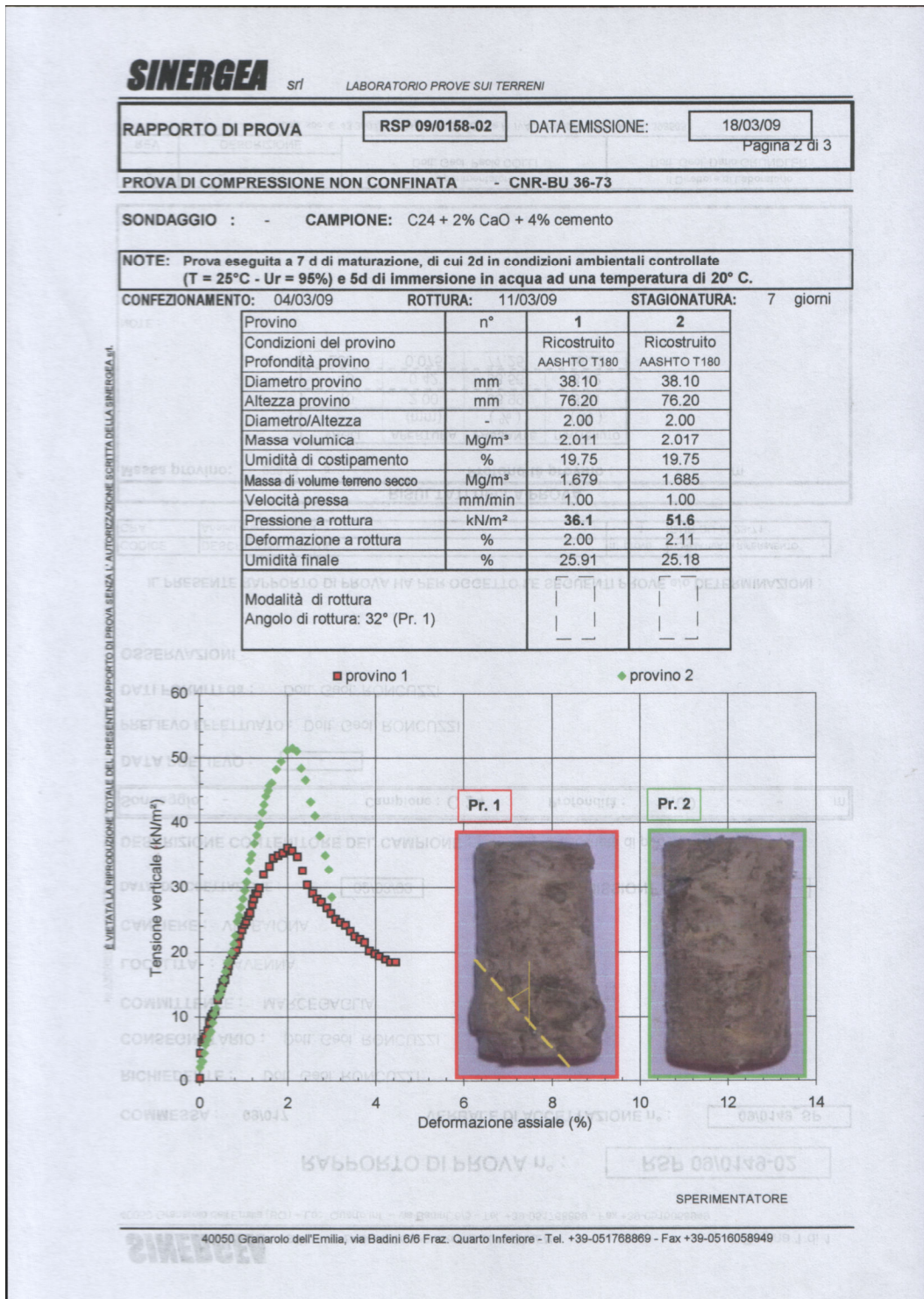


Fig. A.72 – Rapporto di prova del campione C24 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) – Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, di cui due giorni in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) e cinque giorni d’immersione in acqua a una temperatura di 20°C – Pagina 2

SINERGEA srl LABORATORIO PROVE SUI TERRENI

RAPPORTO DI PROVA RSP 09/0158-02 DATA EMISSIONE: 18/03/09
Pagina 3 di 3

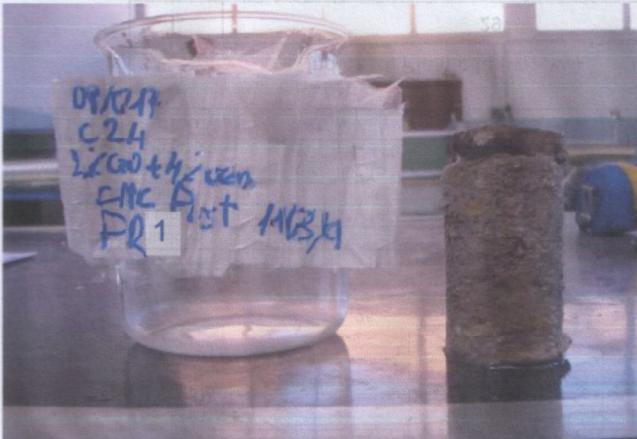
PROVA DI COMPRESSIONE NON CONFINATA - CNR-BU 36-73

SONDAGGIO : - CAMPIONE: C24 + 2% CaO + 4% cemento

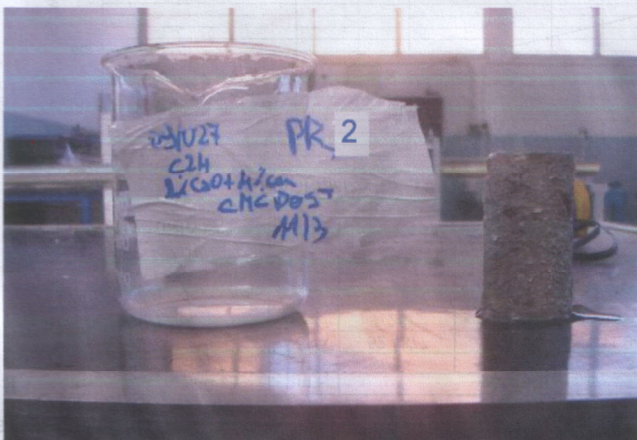
NOTE: Prova eseguita a 7 d di maturazione, di cui 2d in condizioni ambientali controllate (T = 25°C - Ur = 95%) e 5d di immersione in acqua ad una temperatura di 20° C.

CONFEZIONAMENTO: 04/03/09 ROTTURA: 11/03/09 STAGIONATURA: 7 giorni

Provino 1 dopo la maturazione in acqua. Prima dell'esecuzione della prova di compressione



Provino 2 dopo la maturazione in acqua. Prima dell'esecuzione della prova di compressione



DETERMINAZIONE DEI LIVELLI DI CONSISTENZA CMB-PMI 40049 SPERIMENTATORE

40050 Granarolo dell'Emilia, via Badini 8/6 Fraz. Quarto Inferiore - Tel. +39-051768869 - Fax +39-0516058949

SINERGEA

Fig. A.73 – Rapporto di prova del campione C24 + legante (2% CaO + 4% cemento Portland 325) – Prova di compressione non confinata, eseguita a sette giorni di maturazione, di cui due giorni in condizioni ambientali controllate (T = 20°C, Ur = 95%) e cinque giorni d’immersione in acqua a una temperatura di 20°C – Pagina 3

Appendice B

Rapporti delle prove penetrometriche statiche

Di seguito sono illustrati i rapporti delle prove penetrometriche. Esse sono state eseguite in otto punti diversi e, per ogni prova, sono riportati tre diversi dati. Nella prima parte sono restituiti le letture di campagna e i corrispondenti valori di resistenza, rilevati con un passo di 20 cm; nella seconda parte è riportato il diagramma di resistenza; nella terza parte sono restituite le valutazioni litologiche. Per ogni prova sono definiti il committente, la tipologia di lavoro, la località in cui è svolto tale lavoro, alcune note riguardanti la prova, la data di esecuzione della prova, la quota d'inizio di tale prova, la profondità della falda e, a margine, la scala verticale. Nella prima pagina di ogni prova sono definite, in basso, alcune informazioni concernenti lo strumento utilizzato. Esse sono fisse per ogni prova e, nel dettaglio, sono le seguenti:

- penetrometro statico tipo Pagani da 10/20 t
- costante di trasformazione $C_t = 10$
- velocità di avanzamento punta = 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ($\varnothing = 35,7$ mm – area punta 10 cm^2 – apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm^2)

GEOLOG S.r.l.
Sede Operativa: V. Cerchio 57
48100 Ravenna

Rifer. 30-09

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA 2.01PG05-049

- committente : MARCEGAGLIA S.p.A. - data : 06/03/2009
- lavoro : Sistemazione piazzali e viabilità - quota inizio : Piano piazzale
- località : Complesso industr. Marcegaglia - Via Baiona Ravenna - prof. falda : -1,75 m da quota inizio
- note : Preforo di 1,5m - pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²			punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²	
0,20	---	---	--	----	---	10,20	18,0	30,0	18,0	0,80	22,0
0,40	---	---	---	---	---	10,40	54,0	66,0	54,0	0,93	58,0
0,60	---	---	---	---	---	10,60	79,0	93,0	79,0	2,00	40,0
0,80	---	---	---	---	---	10,80	89,0	119,0	89,0	2,27	39,0
1,00	---	---	---	---	---	11,00	101,0	135,0	101,0	1,93	52,0
1,20	---	---	---	---	---	11,20	90,0	119,0	90,0	1,53	59,0
1,40	---	---	---	---	---	11,40	83,0	106,0	83,0	1,67	50,0
1,60	---	---	---	2,73	---	11,60	70,0	95,0	70,0	1,27	55,0
1,80	180,0	221,0	180,0	3,87	47,0	11,80	79,0	98,0	79,0	1,27	62,0
2,00	128,0	186,0	128,0	1,33	96,0	12,00	73,0	92,0	73,0	1,27	58,0
2,20	100,0	120,0	100,0	4,87	21,0	12,20	81,0	100,0	81,0	1,27	64,0
2,40	112,0	185,0	112,0	1,87	60,0	12,40	88,0	107,0	88,0	1,40	63,0
2,60	53,0	81,0	53,0	1,73	31,0	12,60	88,0	109,0	88,0	1,60	55,0
2,80	15,0	41,0	15,0	0,33	45,0	12,80	87,0	111,0	87,0	1,67	52,0
3,00	60,0	65,0	60,0	1,00	60,0	13,00	83,0	108,0	83,0	1,67	50,0
3,20	66,0	81,0	66,0	0,80	82,0	13,20	96,0	121,0	96,0	1,80	53,0
3,40	53,0	65,0	53,0	0,67	79,0	13,40	101,0	128,0	101,0	2,07	49,0
3,60	36,0	46,0	36,0	1,07	34,0	13,60	91,0	122,0	91,0	1,47	62,0
3,80	17,0	33,0	17,0	0,47	36,0	13,80	112,0	134,0	112,0	0,73	153,0
4,00	14,0	21,0	14,0	0,93	15,0	14,00	99,0	110,0	99,0	2,07	48,0
4,20	17,0	31,0	17,0	0,87	20,0	14,20	100,0	131,0	100,0	1,73	58,0
4,40	100,0	113,0	100,0	0,40	250,0	14,40	98,0	124,0	98,0	1,60	61,0
4,60	86,0	92,0	86,0	1,27	68,0	14,60	97,0	121,0	97,0	1,73	56,0
4,80	68,0	87,0	68,0	1,40	49,0	14,80	108,0	134,0	108,0	1,93	56,0
5,00	28,0	49,0	28,0	1,13	25,0	15,00	116,0	145,0	116,0	1,80	64,0
5,20	60,0	77,0	60,0	1,27	47,0	15,20	119,0	146,0	119,0	1,53	78,0
5,40	57,0	76,0	57,0	0,93	61,0	15,40	130,0	153,0	130,0	1,67	78,0
5,60	67,0	81,0	67,0	0,60	112,0	15,60	126,0	151,0	126,0	1,60	79,0
5,80	78,0	87,0	78,0	1,27	62,0	15,80	140,0	164,0	140,0	2,47	57,0
6,00	70,0	89,0	70,0	1,20	58,0	16,00	126,0	163,0	126,0	2,20	57,0
6,20	57,0	75,0	57,0	0,93	61,0	16,20	106,0	139,0	106,0	2,07	51,0
6,40	58,0	72,0	58,0	0,87	67,0	16,40	18,0	49,0	18,0	1,20	15,0
6,60	71,0	84,0	71,0	0,87	82,0	16,60	16,0	34,0	16,0	1,13	14,0
6,80	43,0	56,0	43,0	0,73	59,0	16,80	18,0	35,0	18,0	1,53	12,0
7,00	60,0	71,0	60,0	0,80	75,0	17,00	42,0	65,0	42,0	1,27	33,0
7,20	62,0	74,0	62,0	0,67	93,0	17,20	18,0	37,0	18,0	0,80	22,0
7,40	59,0	69,0	59,0	0,73	80,0	17,40	19,0	31,0	19,0	0,53	36,0
7,60	68,0	79,0	68,0	0,87	78,0	17,60	18,0	26,0	18,0	0,80	22,0
7,80	67,0	80,0	67,0	0,93	72,0	17,80	12,0	24,0	12,0	0,93	13,0
8,00	78,0	92,0	78,0	1,27	62,0	18,00	13,0	27,0	13,0	1,13	11,0
8,20	80,0	99,0	80,0	1,00	80,0	18,20	10,0	27,0	10,0	0,73	14,0
8,40	64,0	79,0	64,0	0,80	80,0	18,40	9,0	20,0	9,0	0,60	15,0
8,60	74,0	86,0	74,0	1,40	53,0	18,60	20,0	29,0	20,0	0,73	27,0
8,80	86,0	109,0	86,0	1,53	57,0	18,80	37,0	48,0	37,0	1,33	28,0
9,00	101,0	124,0	101,0	2,07	49,0	19,00	18,0	38,0	18,0	0,93	19,0
9,20	111,0	142,0	111,0	1,53	72,0	19,20	22,0	36,0	22,0	1,07	21,0
9,40	108,0	131,0	108,0	2,07	52,0	19,40	22,0	38,0	22,0	0,80	27,0
9,60	79,0	110,0	79,0	0,93	85,0	19,60	16,0	28,0	16,0	2,20	7,0
9,80	53,0	67,0	53,0	1,93	27,0	19,80	56,0	89,0	56,0	0,47	120,0
10,00	23,0	52,0	23,0	0,80	29,0	20,00	26,0	33,0	26,0	----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35,7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr. D.MERLIN - 0425/640820 P.I.:02194680399

Fig. B.1 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPTI – Letture di campagna e valori di resistenza

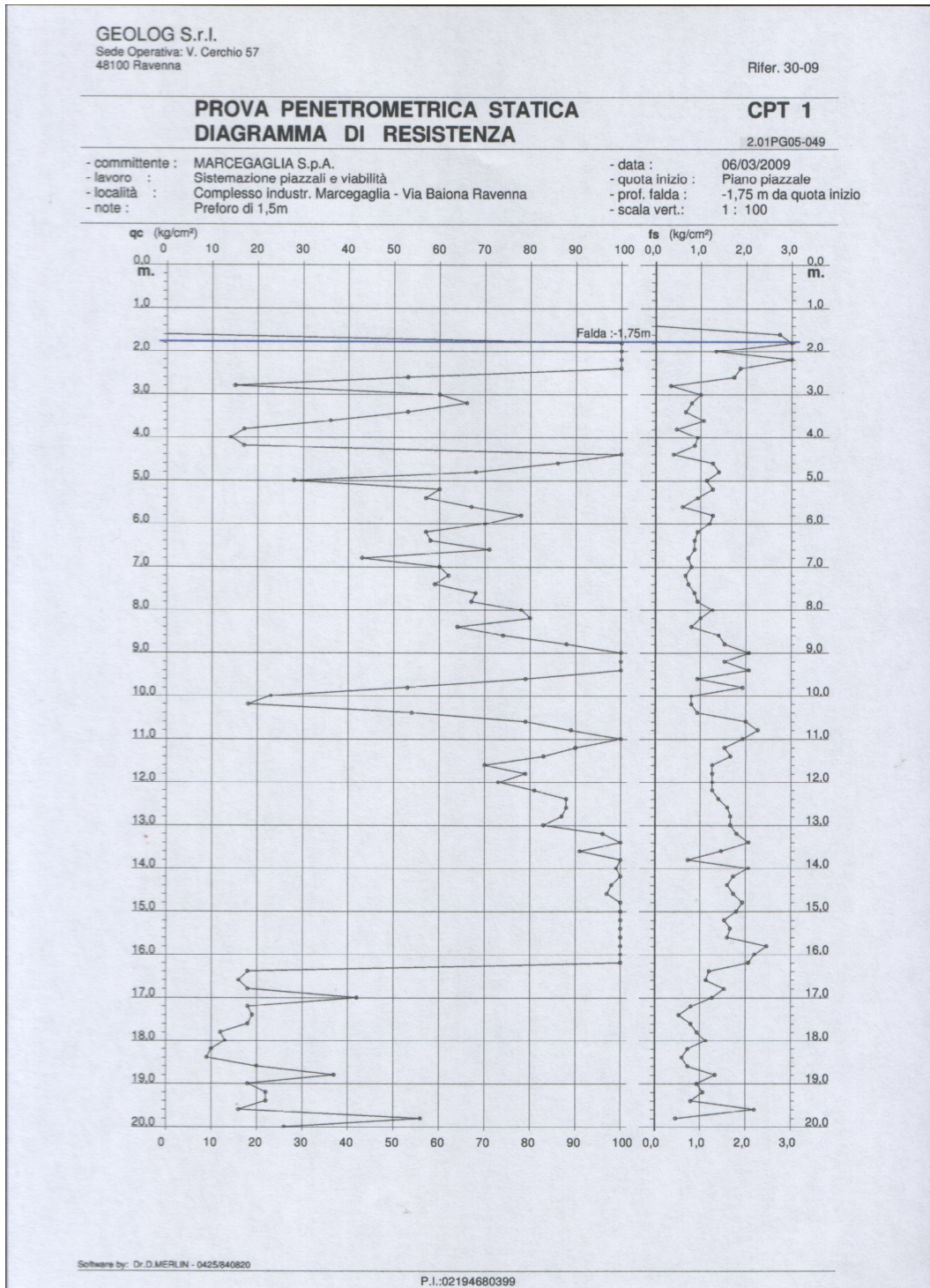


Fig. B.2 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT1 – Diagramma di resistenza

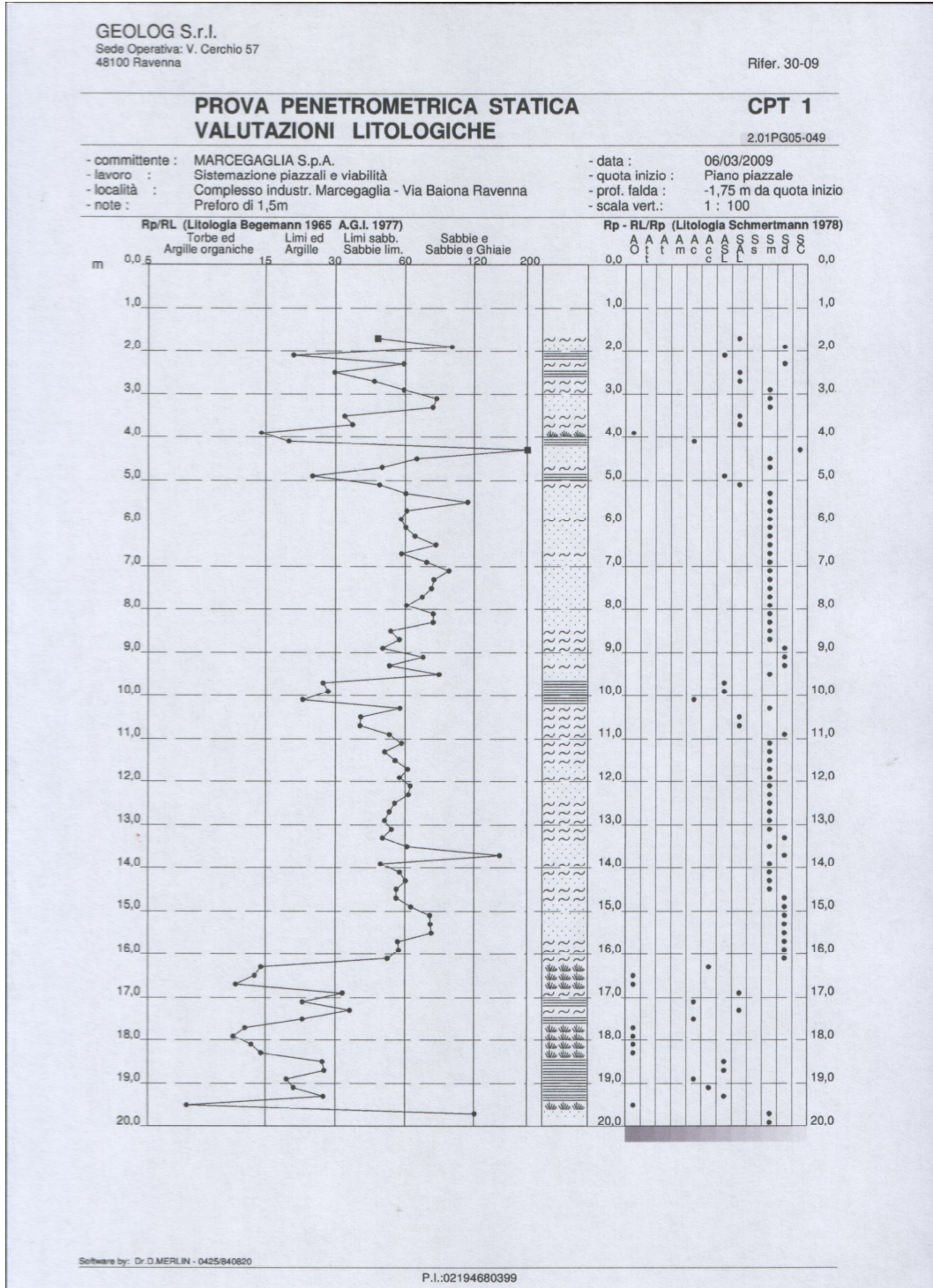


Fig. B.3 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT1 – Valutazioni litologiche

GEOLOG S.r.l.
Sede Operativa: V. Cerchio 57
48100 Ravenna

Rifer. 30-09

PROVA PENETROMETRICA STATICA **CPT 2**
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA 2.01PG05-049

- committente : MARCEGAGLIA S.p.A. - data : 06/03/2009
 - lavoro : Sistemazione piazzali e viabilità - quota inizio : Piano piazzale
 - località : Complesso industr Marcegaglia - Via Baiona Ravenna - prof. falda : -1,50 m da quota inizio
 - note : Proforo di 1,0 m - pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²			punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²	
0,20	---	---	--	----	---	10,20	69,0	93,0	69,0	1,67	41,0
0,40	---	---	--	----	---	10,40	82,0	107,0	82,0	1,87	44,0
0,60	---	---	--	----	---	10,60	80,0	108,0	80,0	2,27	35,0
0,80	---	---	--	----	---	10,80	76,0	110,0	76,0	1,80	42,0
1,00	---	---	--	----	---	11,00	83,0	110,0	83,0	2,00	42,0
1,20	---	---	--	0,87	----	11,20	78,0	108,0	78,0	1,80	43,0
1,40	68,0	81,0	68,0	1,33	51,0	11,40	75,0	102,0	75,0	1,93	39,0
1,60	34,0	54,0	34,0	1,00	34,0	11,60	76,0	105,0	76,0	2,00	38,0
1,80	22,0	37,0	22,0	1,53	14,0	11,80	74,0	104,0	74,0	1,80	41,0
2,00	50,0	73,0	50,0	0,67	75,0	12,00	80,0	107,0	80,0	2,13	37,0
2,20	58,0	68,0	58,0	1,53	38,0	12,20	85,0	117,0	85,0	1,47	58,0
2,40	58,0	81,0	58,0	1,33	43,0	12,40	71,0	93,0	71,0	2,53	28,0
2,60	87,0	107,0	87,0	2,20	40,0	12,60	14,0	52,0	14,0	0,87	16,0
2,80	90,0	123,0	90,0	1,53	59,0	12,80	13,0	26,0	13,0	0,87	15,0
3,00	80,0	103,0	80,0	1,27	63,0	13,00	9,0	22,0	9,0	0,53	17,0
3,20	90,0	109,0	90,0	1,60	56,0	13,20	69,0	77,0	69,0	1,47	47,0
3,40	46,0	70,0	46,0	1,73	27,0	13,40	121,0	143,0	121,0	3,00	40,0
3,60	64,0	90,0	64,0	1,40	46,0	13,60	104,0	149,0	104,0	3,13	33,0
3,80	99,0	120,0	99,0	1,40	71,0	13,80	76,0	123,0	76,0	1,93	39,0
4,00	91,0	112,0	91,0	1,67	55,0	14,00	69,0	98,0	69,0	1,27	54,0
4,20	78,0	103,0	78,0	1,60	49,0	14,20	89,0	108,0	89,0	2,73	33,0
4,40	76,0	100,0	76,0	1,67	46,0	14,40	94,0	135,0	94,0	0,80	117,0
4,60	72,0	97,0	72,0	0,80	90,0	14,60	78,0	90,0	78,0	3,13	25,0
4,80	75,0	87,0	75,0	1,67	45,0	14,80	27,0	74,0	27,0	1,33	20,0
5,00	64,0	89,0	64,0	1,40	46,0	15,00	28,0	48,0	28,0	1,20	23,0
5,20	74,0	95,0	74,0	1,53	48,0	15,20	8,0	26,0	8,0	1,20	7,0
5,40	64,0	87,0	64,0	1,40	46,0	15,40	14,0	32,0	14,0	0,27	52,0
5,60	49,0	70,0	49,0	1,20	41,0	15,60	27,0	31,0	27,0	0,53	51,0
5,80	48,0	66,0	48,0	0,87	55,0	15,80	10,0	18,0	10,0	0,47	21,0
6,00	50,0	63,0	50,0	0,87	58,0	16,00	11,0	18,0	11,0	0,53	21,0
6,20	66,0	79,0	66,0	1,53	43,0	16,20	8,0	16,0	8,0	0,60	13,0
6,40	51,0	74,0	51,0	1,07	48,0	16,40	8,0	17,0	8,0	0,47	17,0
6,60	36,0	52,0	36,0	0,53	67,0	16,60	10,0	17,0	10,0	1,27	8,0
6,80	37,0	45,0	37,0	1,00	37,0	16,80	19,0	38,0	19,0	0,60	32,0
7,00	44,0	59,0	44,0	0,87	51,0	17,00	58,0	67,0	58,0	1,27	46,0
7,20	34,0	47,0	34,0	0,60	57,0	17,20	14,0	33,0	14,0	1,20	12,0
7,40	42,0	51,0	42,0	1,07	39,0	17,40	9,0	27,0	9,0	0,60	15,0
7,60	48,0	64,0	48,0	1,33	36,0	17,60	10,0	19,0	10,0	0,20	50,0
7,80	32,0	52,0	32,0	0,80	40,0	17,80	20,0	23,0	20,0	0,47	43,0
8,00	34,0	46,0	34,0	0,80	42,0	18,00	37,0	44,0	37,0	0,73	50,0
8,20	32,0	44,0	32,0	0,87	37,0	18,20	14,0	25,0	14,0	0,67	21,0
8,40	53,0	66,0	53,0	1,27	42,0	18,40	29,0	39,0	29,0	0,87	33,0
8,60	65,0	84,0	65,0	1,47	44,0	18,60	13,0	26,0	13,0	0,27	49,0
8,80	74,0	96,0	74,0	1,53	48,0	18,80	43,0	47,0	43,0	0,27	161,0
9,00	66,0	89,0	66,0	1,07	62,0	19,00	22,0	26,0	22,0	0,20	110,0
9,20	65,0	81,0	65,0	1,67	39,0	19,20	14,0	17,0	14,0	0,47	30,0
9,40	64,0	89,0	64,0	1,40	46,0	19,40	11,0	18,0	11,0	0,33	33,0
9,60	64,0	85,0	64,0	1,33	48,0	19,60	62,0	67,0	62,0	1,13	55,0
9,80	71,0	91,0	71,0	1,73	41,0	19,80	50,0	67,0	50,0	1,40	36,0
10,00	68,0	94,0	68,0	1,60	42,0	20,00	17,0	38,0	17,0	----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
 - punta meccanica tipo Bege mann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
 - manico laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr.D.MERLIN - 0425/840820 P.I.:02194680399

Fig. B.4 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT2 – Letture di campagna e valori di resistenza

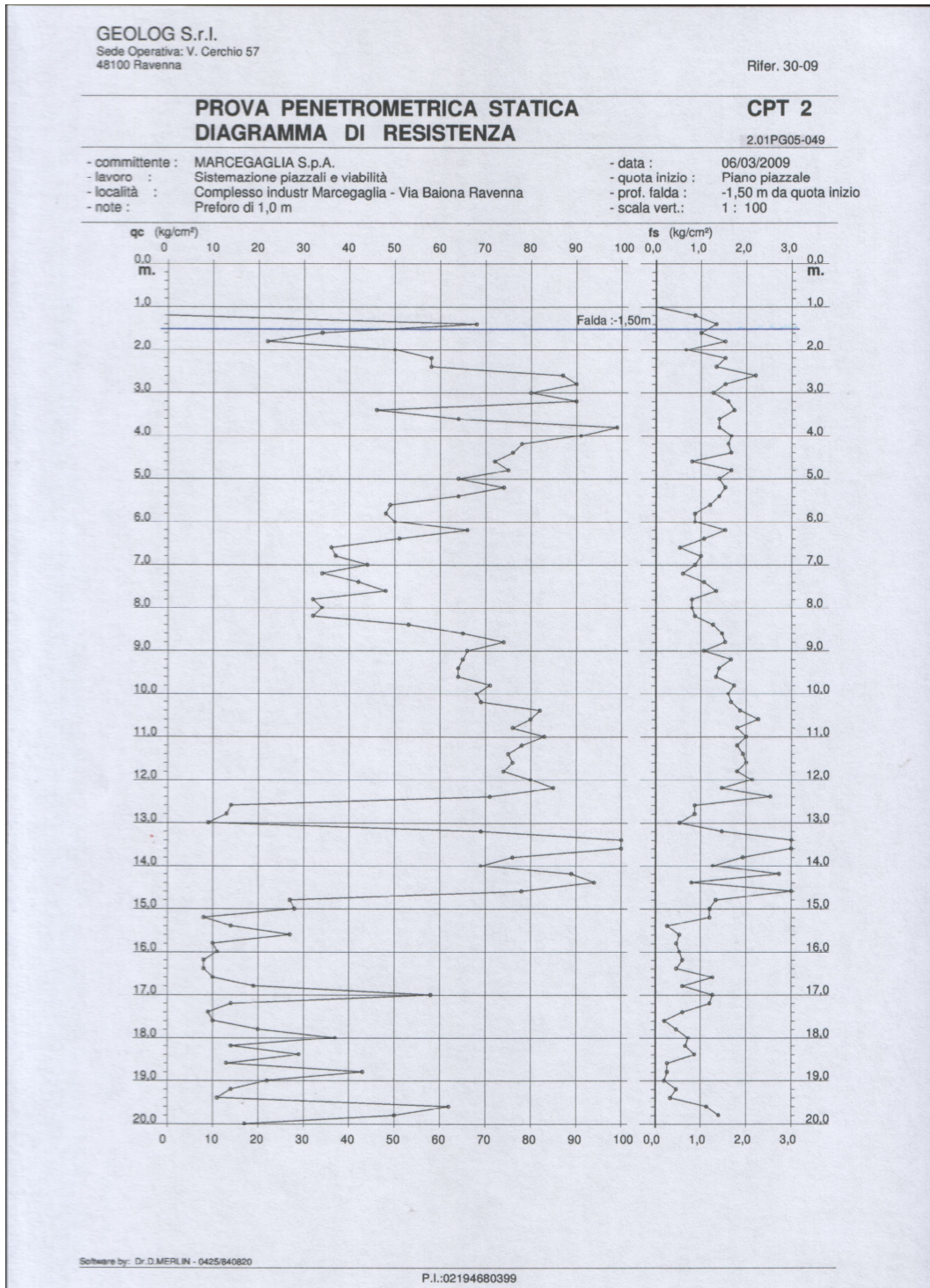


Fig. B.5 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT2 – Diagramma di resistenza

GEOLOG S.r.l.
Sede Operativa: V. Cerchio 57
48100 Ravenna

Rifer. 30-09

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 3
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA 2.01PG05-049

- committente : MARCEGAGLIA S.p.A.
- lavoro : Sistemazione piazzali e viabilità
- località : Complesso industr Marcegaglia - Via Baiona Ravenna
- note : Preforo di 1,2 m

- data : 12/03/2009
- quota inizio : Piano piazzale
- prof. falda : -1,55 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²				punta	laterale	kg/cm ²		
0,20	---	---	--	----	---	4,20	103,0	109,0	103,0	1,87	55,0
0,40	---	---	--	----	---	4,40	40,0	68,0	40,0	1,67	24,0
0,60	---	---	--	----	---	4,60	64,0	89,0	64,0	1,33	48,0
0,80	---	---	--	----	---	4,80	61,0	81,0	61,0	1,07	57,0
1,00	---	---	--	----	---	5,00	55,0	71,0	55,0	1,47	37,0
1,20	---	---	--	----	---	5,20	66,0	88,0	66,0	1,00	66,0
1,40	---	---	--	1,60	---	5,40	74,0	89,0	74,0	1,07	69,0
1,60	55,0	79,0	55,0	1,67	33,0	5,60	70,0	86,0	70,0	1,20	58,0
1,80	27,0	52,0	27,0	1,13	24,0	5,80	69,0	87,0	69,0	0,27	259,0
2,00	58,0	75,0	58,0	1,73	33,0	6,00	77,0	81,0	77,0	0,93	82,0
2,20	142,0	168,0	142,0	2,07	69,0	6,20	79,0	93,0	79,0	0,60	132,0
2,40	60,0	91,0	60,0	2,27	26,0	6,40	83,0	92,0	83,0	1,07	78,0
2,60	14,0	48,0	14,0	0,87	16,0	6,60	92,0	108,0	92,0	1,60	57,0
2,80	13,0	26,0	13,0	0,73	18,0	6,80	79,0	103,0	79,0	2,60	30,0
3,00	21,0	32,0	21,0	0,87	24,0	7,00	101,0	140,0	101,0	1,80	56,0
3,20	16,0	29,0	16,0	0,27	60,0	7,20	83,0	110,0	83,0	1,80	46,0
3,40	16,0	20,0	16,0	0,47	34,0	7,40	100,0	127,0	100,0	2,13	47,0
3,60	13,0	20,0	13,0	0,33	39,0	7,60	80,0	112,0	80,0	1,33	60,0
3,80	13,0	18,0	13,0	1,47	9,0	7,80	79,0	99,0	79,0	0,93	85,0
4,00	27,0	49,0	27,0	0,40	67,0	8,00	98,0	112,0	98,0	----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35,7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr.D.MERLIN - 0425840820
P.I.:02194680399

Fig. B.7 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT3 – Letture di campagna e valori di resistenza

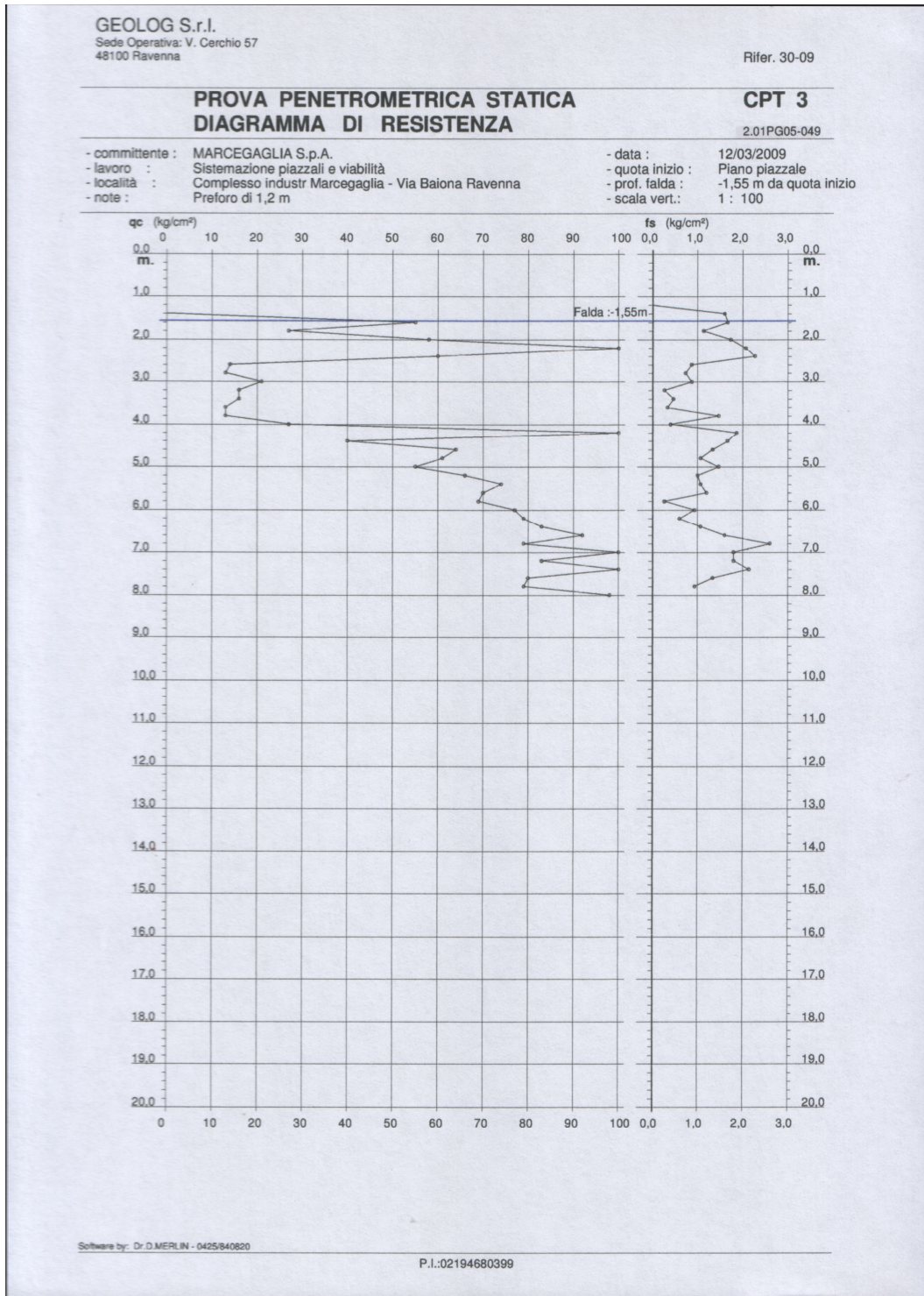


Fig. B.8 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT3 – Diagramma di resistenza

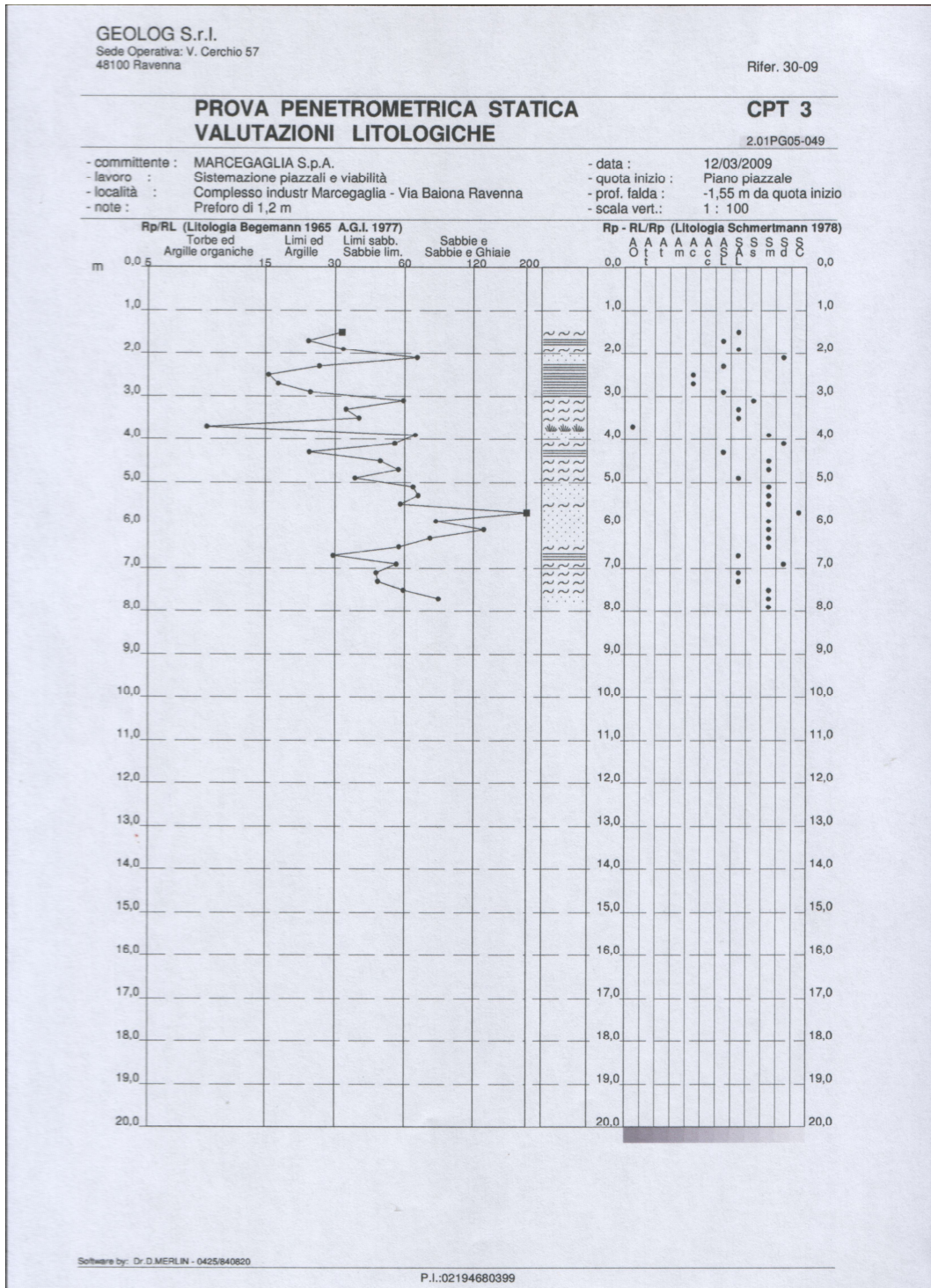


Fig. B.9 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT3 – Valutazioni litologiche

GEOLOG S.r.l.
Sede Operativa: V. Cerchio 57
48100 Ravenna

Rifer. 30-09

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 4
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA 2.01PG05-049

- committente : MARCEGAGLIA S.p.A.
- lavoro : Sistemazione piazzali e viabilità
- località : Complesso industr Marcegaglia - Via Baiona Ravenna
- note : Preforo di 1,4 m

- data : 12/03/2009
- quota inizio : Piano piazzale
- prof. falda : -1,65 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²			punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²	
0,20	---	---	--	----	---	4,20	12,0	20,0	12,0	0,67	18,0
0,40	---	---	--	----	---	4,40	40,0	50,0	40,0	0,93	43,0
0,60	---	---	--	----	---	4,60	33,0	47,0	33,0	0,87	38,0
0,80	---	---	--	----	---	4,80	48,0	61,0	48,0	0,80	60,0
1,00	---	---	--	----	---	5,00	37,0	49,0	37,0	0,73	50,0
1,20	---	---	--	----	---	5,20	70,0	81,0	70,0	0,53	131,0
1,40	---	---	--	----	---	5,40	35,0	43,0	35,0	0,80	44,0
1,60	---	---	--	0,87	---	5,60	67,0	79,0	67,0	1,07	63,0
1,80	16,0	29,0	16,0	0,47	34,0	5,80	54,0	70,0	54,0	0,73	74,0
2,00	23,0	30,0	23,0	1,27	18,0	6,00	75,0	86,0	75,0	1,13	66,0
2,20	60,0	79,0	60,0	0,60	100,0	6,20	54,0	71,0	54,0	0,87	62,0
2,40	62,0	71,0	62,0	1,27	49,0	6,40	57,0	70,0	57,0	1,07	53,0
2,60	49,0	68,0	49,0	1,00	49,0	6,60	54,0	70,0	54,0	0,73	74,0
2,80	45,0	60,0	45,0	0,73	61,0	6,80	40,0	51,0	40,0	0,73	55,0
3,00	47,0	58,0	47,0	1,07	44,0	7,00	48,0	59,0	48,0	0,93	51,0
3,20	20,0	36,0	20,0	0,67	30,0	7,20	52,0	66,0	52,0	0,73	71,0
3,40	20,0	30,0	20,0	0,33	60,0	7,40	60,0	71,0	60,0	0,80	75,0
3,60	6,0	11,0	6,0	0,20	30,0	7,60	71,0	83,0	71,0	1,13	63,0
3,80	6,0	9,0	6,0	0,33	18,0	7,80	46,0	63,0	46,0	0,80	57,0
4,00	6,0	11,0	6,0	0,53	11,0	8,00	42,0	54,0	42,0	----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr.D.MERLIN - 0425/640820 P.I.:02194680399

Fig. B.10 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT4 – Letture di campagna e valori di resistenza

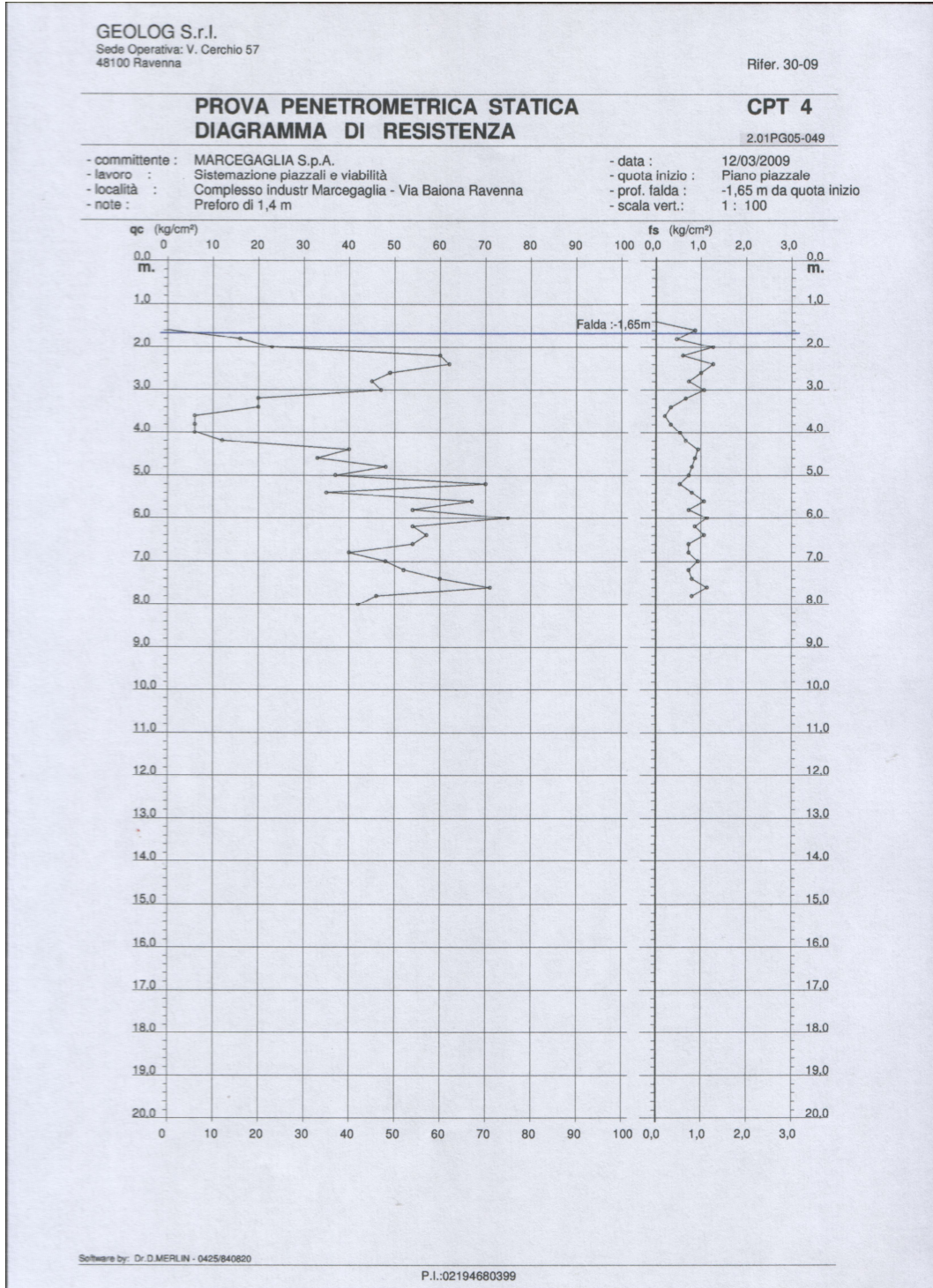


Fig. B.11 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT4 – Diagramma di resistenza

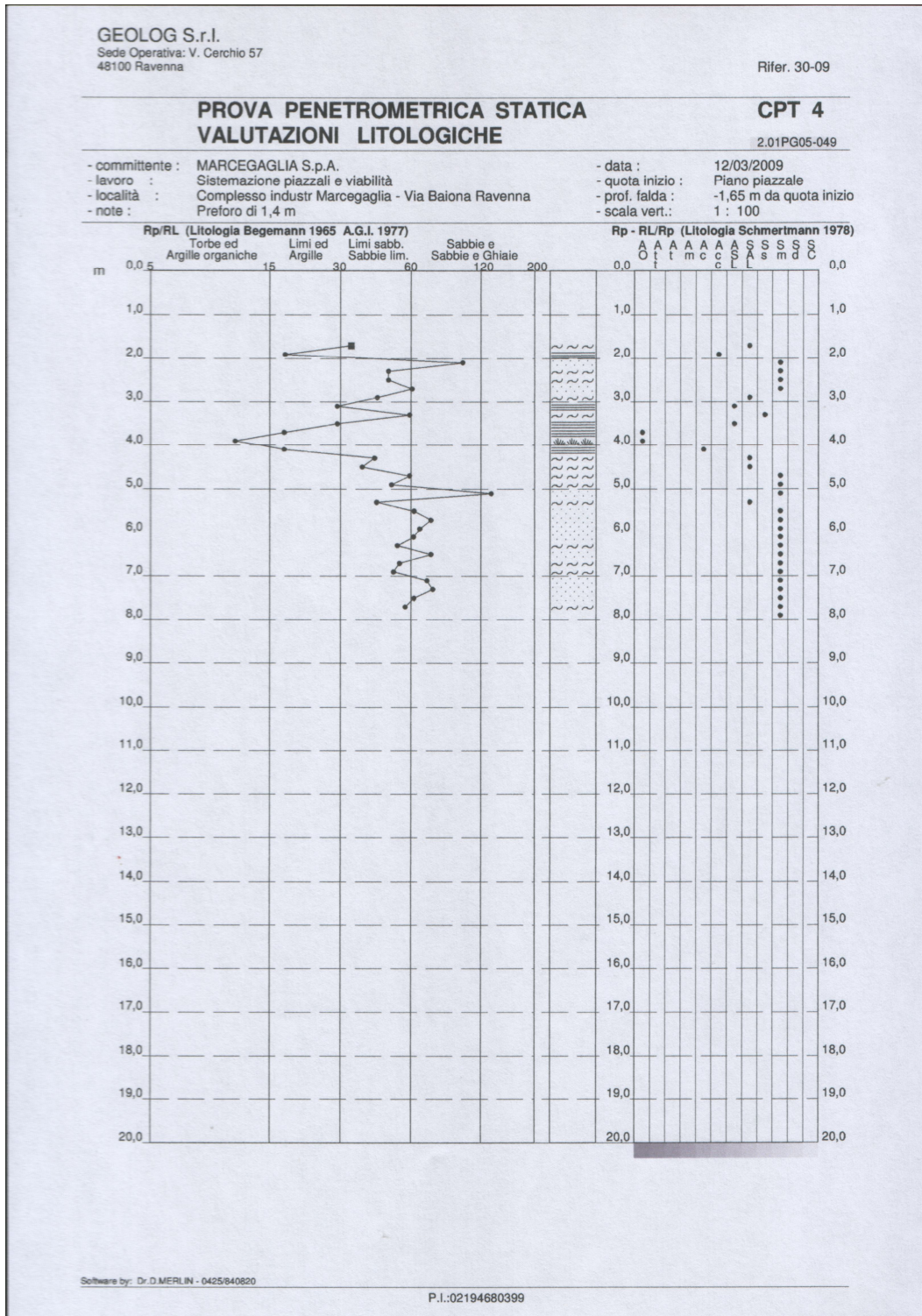


Fig. B.12 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT4 – Valutazioni litologiche

GEOLOG S.r.l.
Sede Operativa: V. Cerchio 57
48100 Ravenna

Rifer. 30-09

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 5
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA 2.01PG05-049

- committente : MARCEGAGLIA S.p.A.
- lavoro : Sistemazione piazzali e viabilità
- località : Complesso industr Marcegaglia - Via Baiona Ravenna
- note : Proforo di 1,0 m

- data : 12/03/2009
- quota inizio : Piano piazzale
- prof. falda : -1,65 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²			punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²	
0,20	---	---	--	----	---	4,20	46,0	50,0	46,0	0,80	57,0
0,40	---	---	--	----	---	4,40	71,0	83,0	71,0	1,20	59,0
0,60	---	---	--	----	---	4,60	28,0	46,0	28,0	1,33	21,0
0,80	---	---	--	----	---	4,80	25,0	45,0	25,0	0,33	75,0
1,00	---	---	--	----	---	5,00	37,0	42,0	37,0	0,53	69,0
1,20	---	---	--	0,73	----	5,20	16,0	24,0	16,0	3,20	5,0
1,40	35,0	46,0	35,0	1,67	21,0	5,40	33,0	81,0	33,0	0,93	35,0
1,60	62,0	87,0	62,0	1,60	39,0	5,60	55,0	69,0	55,0	1,07	52,0
1,80	38,0	62,0	38,0	1,20	32,0	5,80	58,0	74,0	58,0	1,27	46,0
2,00	11,0	29,0	11,0	0,87	13,0	6,00	55,0	74,0	55,0	0,67	82,0
2,20	37,0	50,0	37,0	1,07	35,0	6,20	70,0	80,0	70,0	1,27	55,0
2,40	28,0	44,0	28,0	1,00	28,0	6,40	54,0	73,0	54,0	1,07	51,0
2,60	37,0	52,0	37,0	0,73	50,0	6,60	12,0	28,0	12,0	0,67	18,0
2,80	19,0	30,0	19,0	0,53	36,0	6,80	36,0	46,0	36,0	1,13	32,0
3,00	16,0	24,0	16,0	0,80	20,0	7,00	33,0	50,0	33,0	1,20	27,0
3,20	5,0	17,0	5,0	0,33	15,0	7,20	34,0	52,0	34,0	0,80	42,0
3,40	5,0	10,0	5,0	0,33	15,0	7,40	41,0	53,0	41,0	0,87	47,0
3,60	4,0	9,0	4,0	0,27	15,0	7,60	31,0	44,0	31,0	0,87	36,0
3,80	7,0	11,0	7,0	0,27	26,0	7,80	33,0	46,0	33,0	0,87	38,0
4,00	9,0	13,0	9,0	0,27	34,0	8,00	37,0	50,0	37,0	----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20:
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr. D.MERLIN - 0425/840820

P.I.:02194680399

Fig. B.13 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT5 – Letture di campagna e valori di resistenza

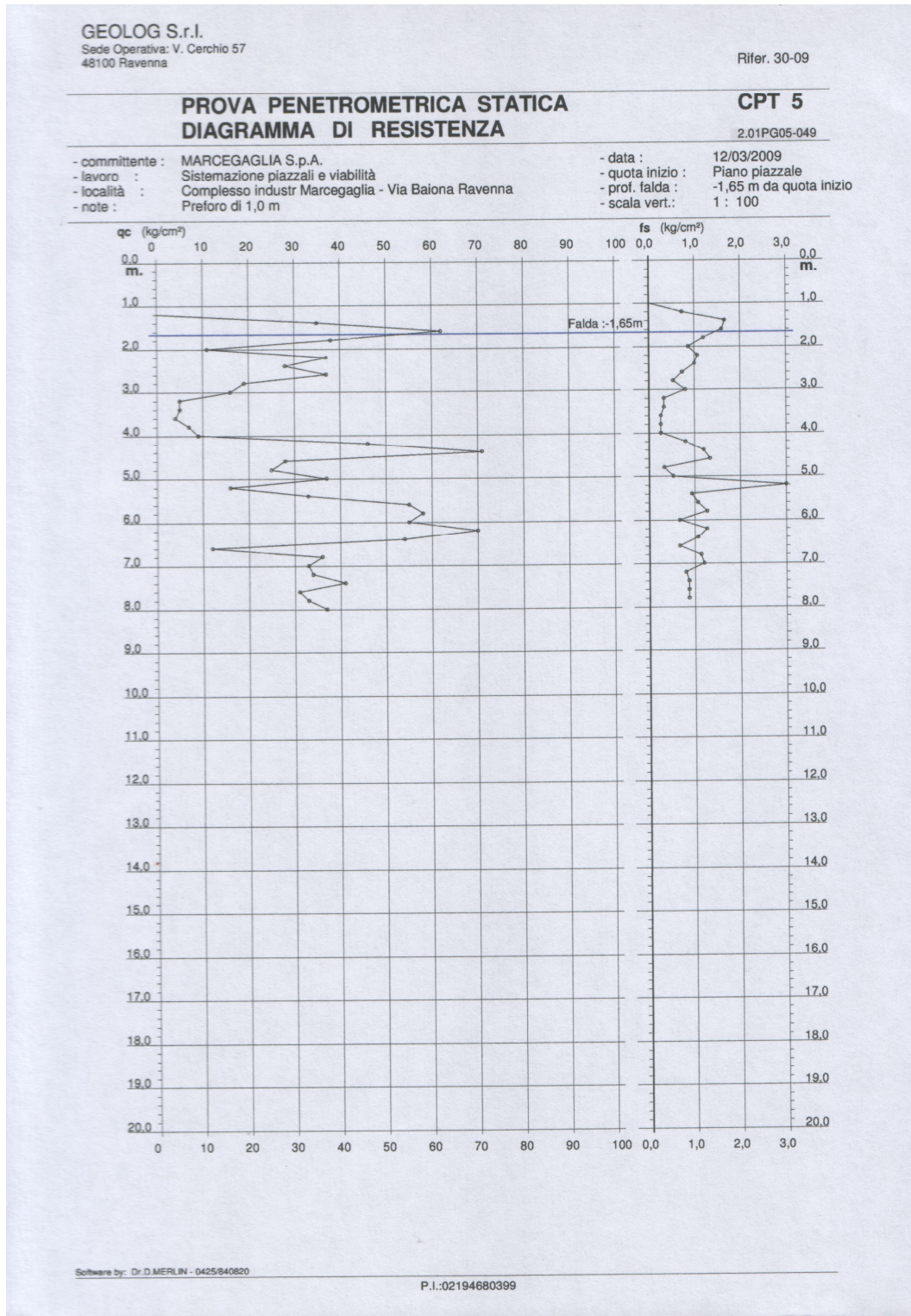


Fig. B.14 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT5 – Diagramma di resistenza

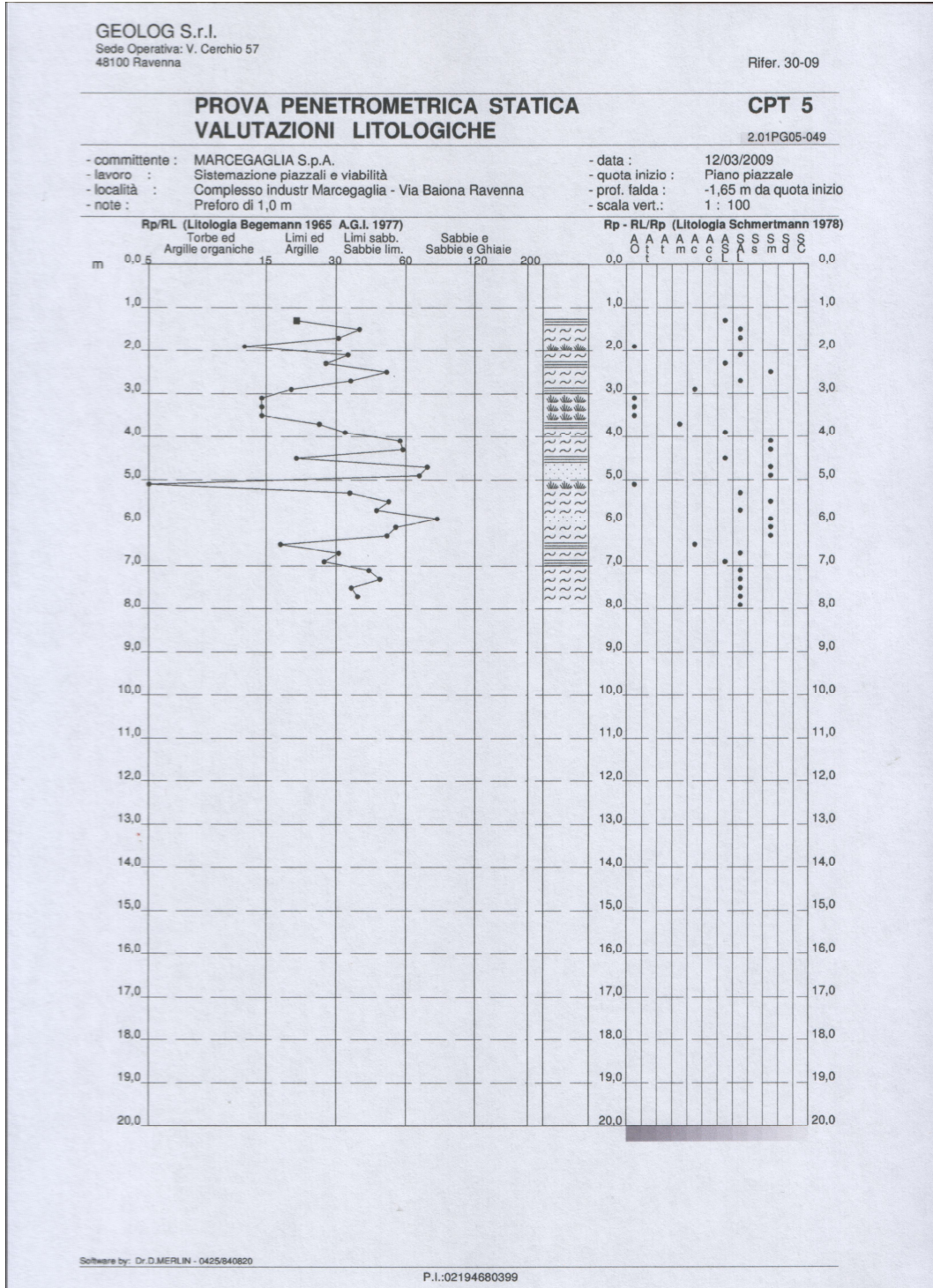


Fig. B.15 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT3 – Valutazioni litologiche

GEOLOG S.r.l.
Sede Operativa: V. Cerchio 57
48100 Ravenna

Rifer. 30-09

PROVA PENETROMETRICA STATICA **CPT 6**
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA 2.01PG05-049

- committente : MARCEGAGLIA S.p.A. - data : 12/03/2009
 - lavoro : Sistemazione piazzali e viabilità - quota inizio : Piano piazzale
 - località : Complesso industr Marcegaglia - Via Baiona Ravenna - prof. falda : -1,25 m da quota inizio
 - note : Preforo di 1,2 m - pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²			punta	laterale	kg/cm ²	kg/cm ²	
0,20	---	---	--	----	---	4,20	70,0	97,0	70,0	0,93	75,0
0,40	---	---	--	----	---	4,40	65,0	79,0	65,0	1,33	49,0
0,60	---	---	--	----	---	4,60	67,0	87,0	67,0	1,27	53,0
0,80	---	---	--	----	---	4,80	59,0	78,0	59,0	1,13	52,0
1,00	---	---	--	----	---	5,00	66,0	83,0	66,0	1,07	62,0
1,20	---	---	--	----	---	5,20	63,0	79,0	63,0	1,40	45,0
1,40	---	---	--	0,60	---	5,40	84,0	105,0	84,0	0,87	97,0
1,60	45,0	54,0	45,0	0,80	56,0	5,60	59,0	72,0	59,0	1,27	47,0
1,80	26,0	38,0	26,0	2,00	13,0	5,80	56,0	75,0	56,0	0,73	76,0
2,00	30,0	60,0	30,0	0,53	56,0	6,00	68,0	79,0	68,0	0,87	78,0
2,20	42,0	50,0	42,0	1,53	27,0	6,20	49,0	62,0	49,0	0,67	73,0
2,40	11,0	34,0	11,0	1,20	9,0	6,40	38,0	48,0	38,0	1,20	32,0
2,60	21,0	39,0	21,0	0,80	26,0	6,60	44,0	62,0	44,0	0,67	66,0
2,80	30,0	42,0	30,0	1,33	22,0	6,80	56,0	66,0	56,0	0,60	93,0
3,00	8,0	28,0	8,0	0,27	30,0	7,00	49,0	58,0	49,0	1,07	46,0
3,20	9,0	13,0	9,0	0,13	67,0	7,20	44,0	60,0	44,0	1,07	41,0
3,40	36,0	38,0	36,0	1,47	25,0	7,40	59,0	75,0	59,0	1,00	59,0
3,60	50,0	72,0	50,0	0,73	68,0	7,60	48,0	63,0	48,0	0,73	65,0
3,80	73,0	84,0	73,0	1,33	55,0	7,80	48,0	59,0	48,0	0,87	55,0
4,00	70,0	90,0	70,0	1,80	39,0	8,00	50,0	63,0	50,0	----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
 - punta meccanica tipo Begemann ø = 35,7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
 - manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr. D.MERLIN - 0425/840820 P.I.:02194680399

Fig. B.16 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT6 – Letture di campagna e valori di resistenza

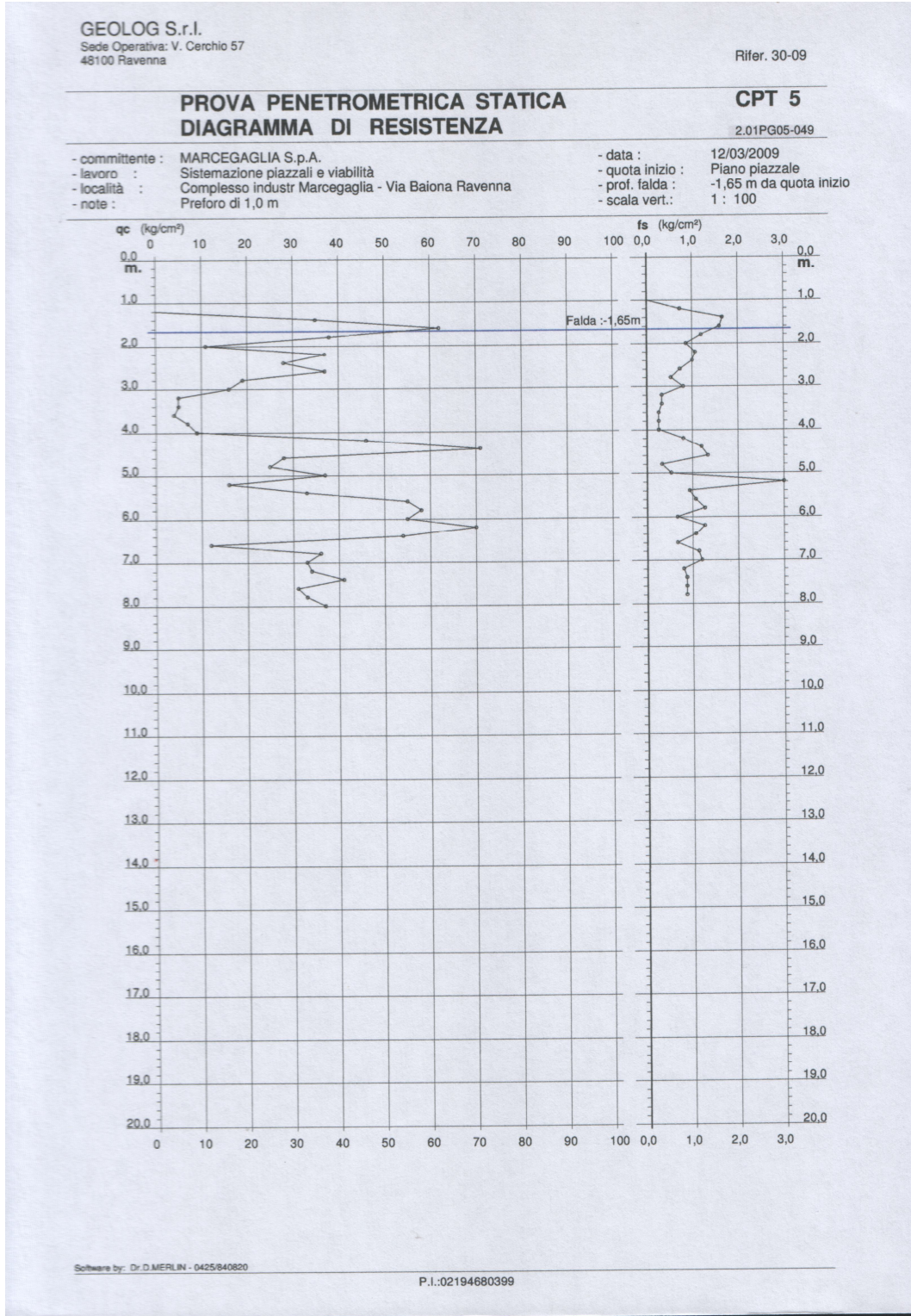


Fig. B.17 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT6 – Diagramma di resistenza

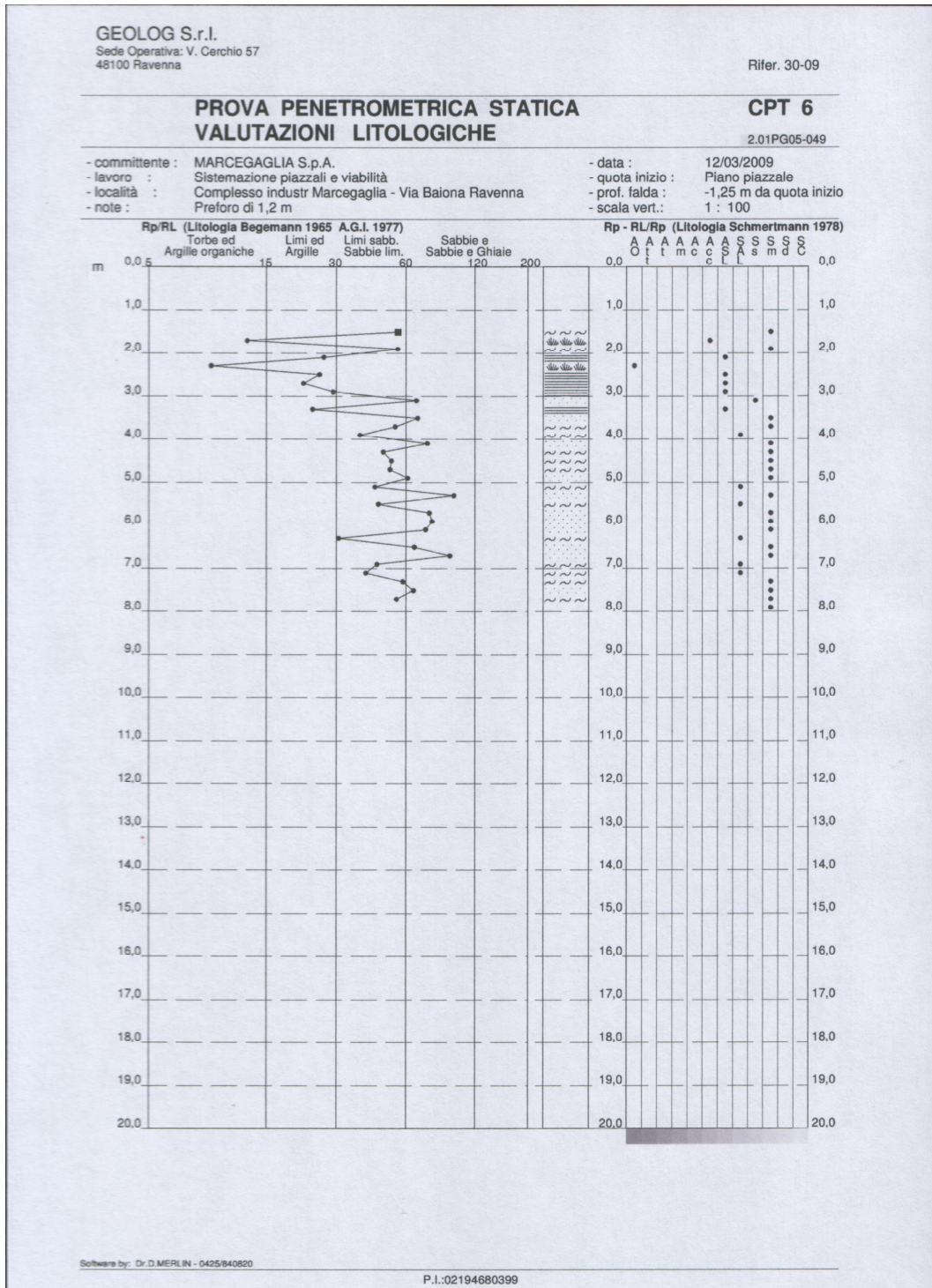


Fig. B.18 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT6 – Valutazioni litologiche

GEOLOG S.r.l. Sede Operativa: V. Cerchio 57 48100 Ravenna						Rifer. 30-09					
PROVA PENETROMETRICA STATICA						CPT 7					
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA						2.01PG05-049					
- committente : MARCEGAGLIA S.p.A.			- data : 12/03/2009			- lavoro : Sistemazione piazzali e viabilità			- quota inizio : Piano piazzale		
- località : Complesso industr Marcegaglia - Via Baiona Ravenna			- prof. falda : 1,10 m da quota inizio			- note :			- pagina : 1		
Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna		qc	fs	qc/fs
	punta	laterale	kg/cm ²				punta	laterale	kg/cm ²		
0,20	---	---	--	0,20	---	4,40	44,0	51,0	44,0	0,80	55,0
0,40	7,0	10,0	7,0	0,27	26,0	4,60	18,0	30,0	18,0	1,27	14,0
0,60	6,0	10,0	6,0	0,13	45,0	4,80	12,0	31,0	12,0	0,93	13,0
0,80	2,0	4,0	2,0	0,07	30,0	5,00	22,0	36,0	22,0	0,27	82,0
1,00	1,0	2,0	1,0	0,07	15,0	5,20	16,0	20,0	16,0	0,60	27,0
1,20	1,0	2,0	1,0	0,07	15,0	5,40	89,0	98,0	89,0	1,67	53,0
1,40	1,0	2,0	1,0	0,07	15,0	5,60	161,0	186,0	161,0	0,33	483,0
1,60	1,0	2,0	1,0	0,07	15,0	5,80	76,0	81,0	76,0	2,60	29,0
1,80	1,0	2,0	1,0	0,07	15,0	6,00	106,0	145,0	106,0	1,13	94,0
2,00	1,0	2,0	1,0	0,07	15,0	6,20	93,0	110,0	93,0	1,80	52,0
2,20	---	1,0	--	0,07	---	6,40	84,0	111,0	84,0	0,67	126,0
2,40	---	1,0	--	0,60	---	6,60	50,0	60,0	50,0	1,47	34,0
2,60	37,0	46,0	37,0	0,33	111,0	6,80	59,0	81,0	59,0	0,87	68,0
2,80	63,0	68,0	63,0	0,80	79,0	7,00	61,0	74,0	61,0	1,20	51,0
3,00	132,0	144,0	132,0	0,87	152,0	7,20	80,0	98,0	80,0	1,07	75,0
3,20	46,0	59,0	46,0	1,87	25,0	7,40	60,0	78,0	60,0	0,87	69,0
3,40	40,0	68,0	40,0	2,20	18,0	7,60	26,0	39,0	26,0	1,27	21,0
3,60	44,0	77,0	44,0	2,07	21,0	7,80	61,0	80,0	61,0	1,07	57,0
3,80	19,0	50,0	19,0	1,00	19,0	8,00	57,0	73,0	57,0	1,47	39,0
4,00	53,0	68,0	53,0	1,53	35,0	8,20	66,0	88,0	66,0	---	---
4,20	51,0	74,0	51,0	0,47	109,0						

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
 - COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
 - punta meccanica tipo Begemann ø = 35,7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
 - manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr. D.MERLIN - 0425/840820
 P.I.:02194680399

Fig. B.19 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT7 – Letture di campagna e valori di resistenza

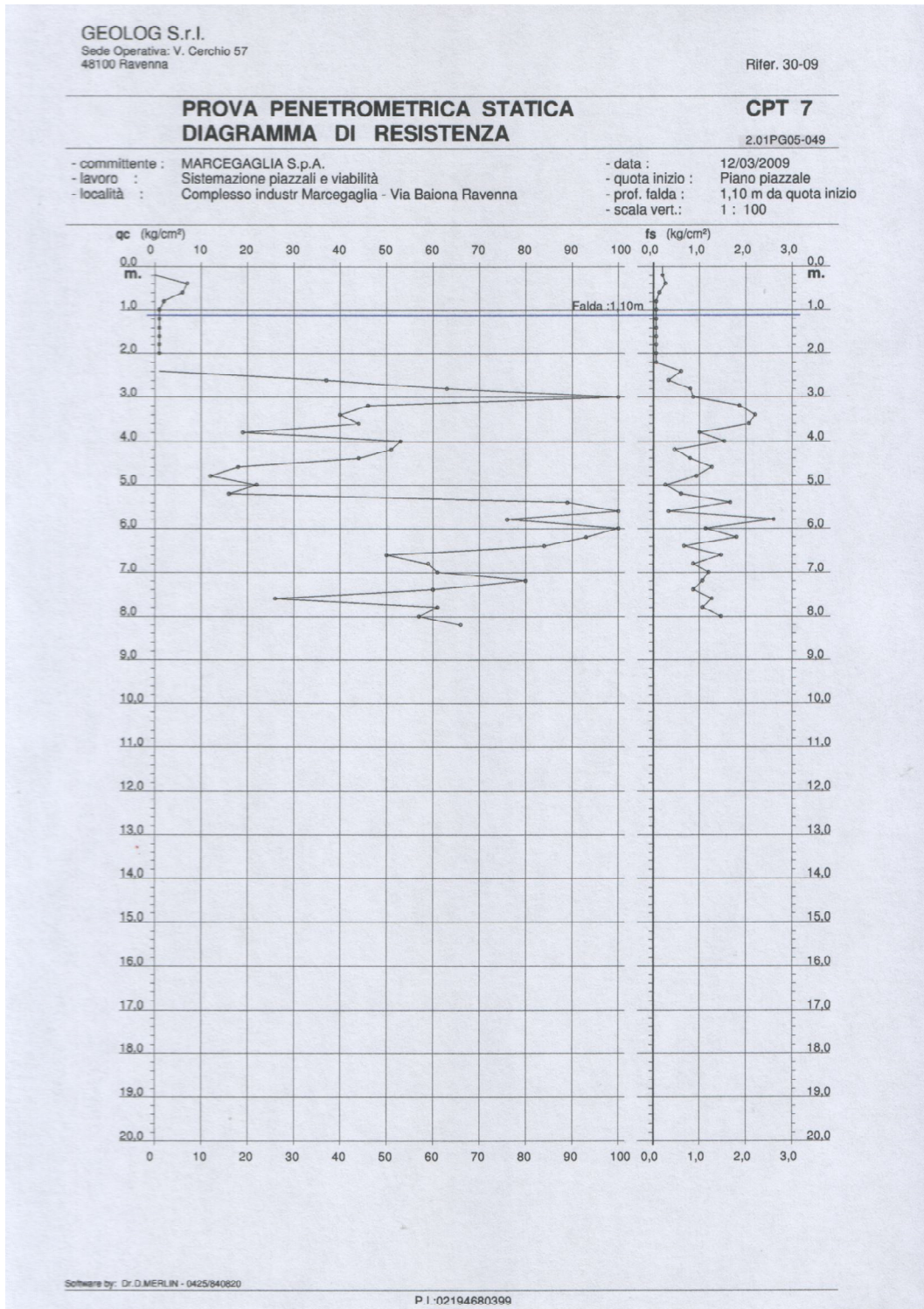


Fig. B.20 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT7 – Diagramma di resistenza

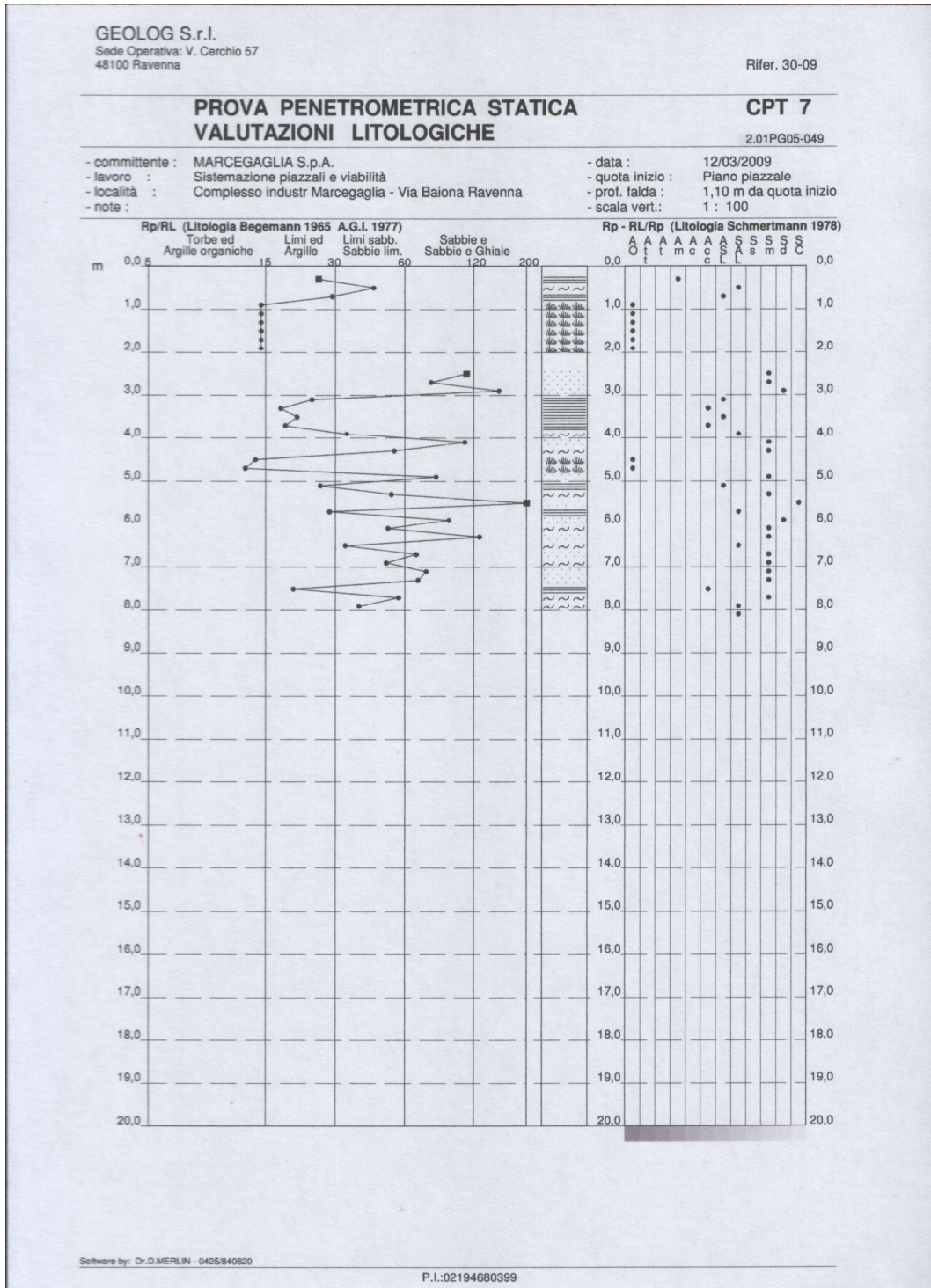


Fig. B.210 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT7 – Valutazioni litologiche

GEOLOG S.r.l.
Sede Operativa: V. Cerchio 57
48100 Ravenna

Rifer. 30-09

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 8
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA 2.01PG05-049

- committente : MARCEGAGLIA S.p.A.
- lavoro : Sistemazione piazzali e viabilità
- località : Complesso industr Marcegaglia - Via Baiona Ravenna
- note : Preforo di 1,0m

- data : 12/03/2009
- quota inizio : Piano piazzale
- prof. falda : 1,45 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof. m	Letture di campagna punta	laterale	qc kg/cm ²	fs	qc/fs	Prof. m	Letture di campagna punta	laterale	qc kg/cm ²	fs	qc/fs
0,20	---	---	--	----	---	4,20	76,0	89,0	76,0	1,33	57,0
0,40	---	---	--	----	---	4,40	64,0	84,0	64,0	1,40	46,0
0,60	---	---	--	----	---	4,60	53,0	74,0	53,0	1,20	44,0
0,80	---	---	--	----	---	4,80	66,0	84,0	66,0	1,20	55,0
1,00	---	---	--	----	---	5,00	79,0	97,0	79,0	1,13	70,0
1,20	---	---	--	1,47	----	5,20	72,0	89,0	72,0	1,47	49,0
1,40	99,0	121,0	99,0	1,67	59,0	5,40	60,0	82,0	60,0	1,00	60,0
1,60	113,0	138,0	113,0	1,67	68,0	5,60	52,0	67,0	52,0	0,80	65,0
1,80	109,0	134,0	109,0	1,67	65,0	5,80	44,0	56,0	44,0	1,00	44,0
2,00	77,0	102,0	77,0	1,60	48,0	6,00	56,0	71,0	56,0	1,07	52,0
2,20	54,0	78,0	54,0	1,20	45,0	6,20	52,0	68,0	52,0	0,60	87,0
2,40	58,0	76,0	58,0	1,60	36,0	6,40	49,0	58,0	49,0	0,73	67,0
2,60	66,0	90,0	66,0	0,87	76,0	6,60	44,0	55,0	44,0	0,93	47,0
2,80	130,0	143,0	130,0	0,80	162,0	6,80	47,0	61,0	47,0	0,67	70,0
3,00	74,0	86,0	74,0	1,47	50,0	7,00	40,0	50,0	40,0	0,87	46,0
3,20	76,0	98,0	76,0	1,07	71,0	7,20	41,0	54,0	41,0	1,13	36,0
3,40	65,0	81,0	65,0	1,53	42,0	7,40	33,0	50,0	33,0	1,33	25,0
3,60	54,0	77,0	54,0	0,93	58,0	7,60	19,0	39,0	19,0	1,20	16,0
3,80	89,0	103,0	89,0	1,47	61,0	7,80	34,0	52,0	34,0	0,47	73,0
4,00	70,0	92,0	70,0	0,87	81,0	8,00	26,0	33,0	26,0	----	----

- PENETROMETRO STATICO tipo PAGANI da 10/20t
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann ø = 35.7 mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr. D. MERLIN - 0425/840820 P.I.:02194680399

Fig. B.22 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT8 – Letture di campagna e valori di resistenza

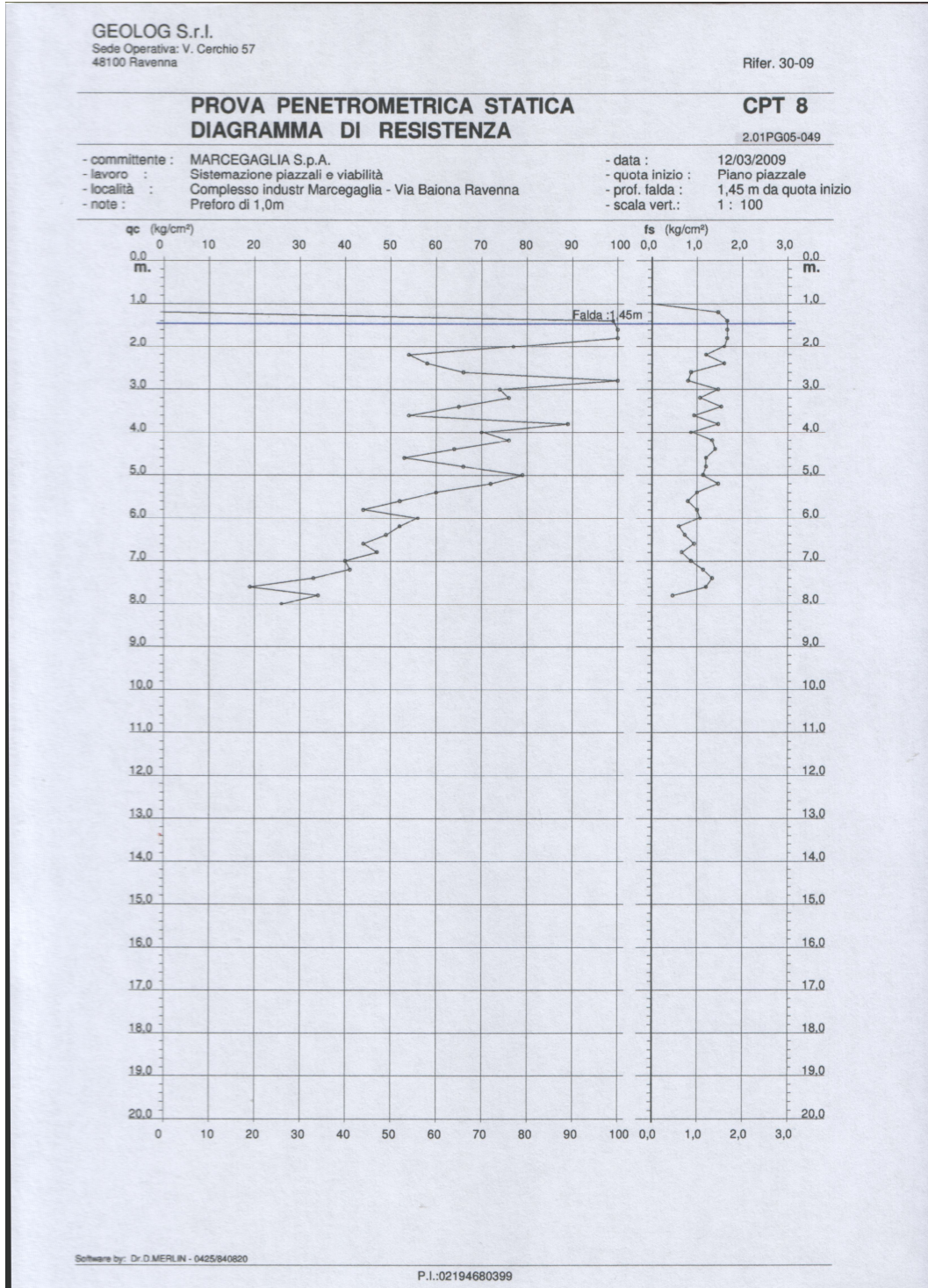


Fig. B.23 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT8 – Diagramma di resistenza

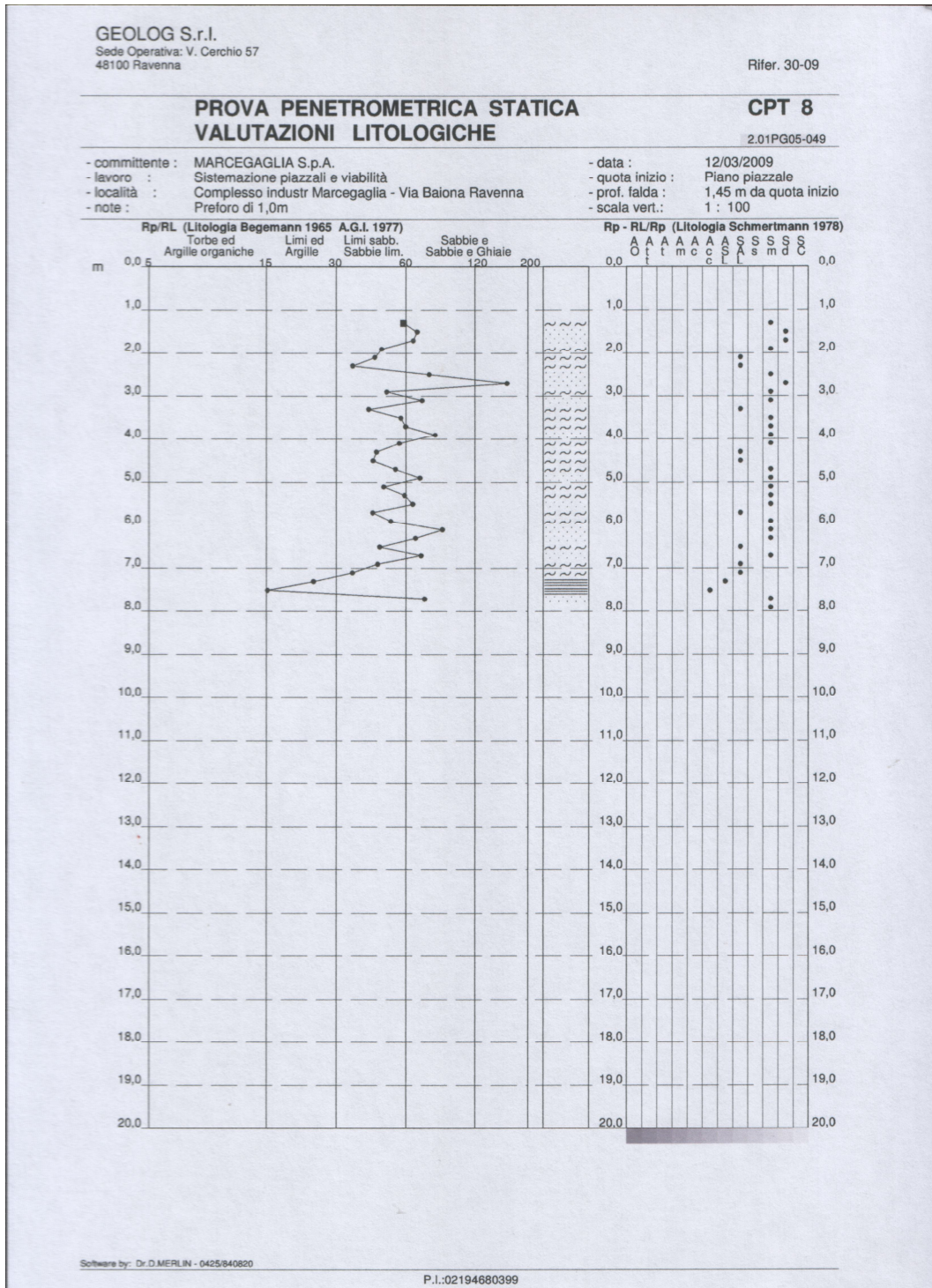


Fig. B.24 – Rapporto di prova penetrometrica statica CPT8 – Valutazioni litologiche

Appendice C

Job Mix Formula – Figure esempio

In conclusione, in queste ultime pagine sono raffigurate alcune illustrazioni utili alla comprensione dei concetti riportati nel Capitolo 3. Tutte le figure sono state prelevate da Microsoft Internet Explorer – <http://composite.about.com>.

MARSHALL METHOD - COMPUTATION OF PROPERTIES OF ASPHALT MIXTURES													DATE OF COMPUTATION 2 APR 19--		
JOB NUMBER 47236			PROJECT HIGHWAY #203					DESCRIPTION OF BLEND SURFACE COURSE 45/30/20/5 ASG BLEND							
SPECIMEN NUMBER	ASPHALT CEMENT (Percent)	THICKNESS (Inches)	WEIGHT (Grams)		VOLUME CC	SPECIFIC GRAVITY		AC BY VOLUME (Percent)	VOIDS (Percent)		UNIT WEIGHT TOTAL MIX (Lb./Cu. Ft)	STABILITY (Pounds)		FLOW UNITS OF 1/100 IN.	
			IN AIR	IN WATER		ACTUAL	THEO-RIZED		TOTAL MIX	FILLED		MEASURED	CON-VERTED		
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	
					(d + e)	(g / (f))		$\frac{(h \times g)}{(Sp. Gr. of AC)}$	$100 - \frac{(j)}{(k)}$	$\frac{(l)}{(i + 1)}$	(l × 0.24)		*		
A-1	3.5		1228.3	716.3	512.0	2.339						2020	2020	11	
A-2	3.5		1219.5	712.2	507.3	2.404						1862	1936	10	
A-3	3.5		1205.5	705.3	500.2	2.410						1821	1894	8	
A-4	3.5		1206.2	708.4	497.8	2.423						1892	1868	8	
AVG.	3.5		—	—	—	2.409	2.579	8.3	6.6	55.7	150.3	—	1955	9	
B-1	4.0		1276.9	747.3	529.6	2.411						2110	2026	10	
B-2	4.0		1252.6	733.3	519.3	2.412						2025	2025	9	
B-3	4.0		1243.5	730.7	512.8	2.425						1995	1995	9	
B-4	4.0		1230.4	722.8	507.6	2.424						2080	2101	9	
AVG.	4.0		—	—	—	2.418	2.550	9.5	5.5	66.3	150.9	—	2037	9	
C-1	4.5		1254.4	738.2	516.2	2.430						2050	2050	12	
C-2	4.5		1238.3	726.8	511.5	2.421						2095	2095	9	
C-3	4.5		1239.0	724.9	514.1	2.410						2110	2110	10	
C-4	4.5		1273.5	752.0	521.5	2.442						2045	2045	10	
AVG.	4.5		—	—	—	2.426	2.539	10.7	4.5	70.4	151.4	—	2075	10	

* From conversion table

COMPUTED BY

CHECKED BY

DD FORM 1 DEC 51 1218

PREVIOUS EDITION OF THIS FORM IS OBSOLETE.

Fig. C.2 – Risultati della Prova Marshall (prima parte)

MARSHALL METHOD - COMPUTATION OF PROPERTIES OF ASPHALT MIXTURES													DATE OF COMPUTATION 3 APR 19--		
JOB NUMBER			PROJECT					DESCRIPTION OF BLEND							
SPECIMEN NUMBER	ASPHALT CEMENT (Percent)	THICKNESS (Inches)	WEIGHT (Grams)		VOLUME CC	SPECIFIC GRAVITY		AC BY VOLUME (Percent)	VOIDS (Percent)		UNIT WEIGHT TOTAL MIX (Lb./Cu. Ft)	STABILITY (Pounds)		FLOW UNITS OF 1/100 IN.	
			IN AIR	IN WATER		ACTUAL	THEO-RIZED		TOTAL MIX	FILLED		MEASURED	CON-VERTED		
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o	
					(d + e)	(g / (f))		$\frac{(h \times g)}{(Sp. Gr. of AC)}$	$100 - \frac{(j)}{(k)}$	$\frac{(l)}{(i + 1)}$	(l × 0.24)		*		
D-1	5.0		1237.9	727.0	510.9	2.423						1875	1875	14	
D-2	5.0		1200.0	743.4	536.3	2.424						2120	1981	10	
D-3	5.0		1273.6	746.9	526.7	2.418						1900	1824	12	
D-4	5.0		1247.9	731.8	516.1	2.418						1855	1855	12	
AVG.	5.0		—	—	—	2.421	2.519	11.9	3.9	75.3	151.5	—	1884	12	
E-1	5.5		1237.3	724.1	513.2	2.411						1450	1450	12	
E-2	5.5		1264.0	740.6	523.4	2.415						1530	1469	14	
E-3	5.5		1286.4	752.4	534.0	2.409						1615	1550	13	
E-4	5.5		1253.4	732.8	519.7	2.412						1505	1505	16	
AVG.	5.5		—	—	—	2.412	2.500	13.0	3.6	78.3	150.5	—	1494	14	

* From conversion table

COMPUTED BY

CHECKED BY

Fig. C.3 – Risultati della Prova Marshall (seconda parte)

Ringraziamenti

I miei più sentiti ringraziamenti vanno al Gruppo Marcegaglia S.p.A. per la disponibilità che ha mostrato nei miei confronti.

Rivolgo un grazie anche al DISTART di Strade e, in particolare, il Prof. Ing. Ettore Volta, per il supporto che mi ha dato nella stesura di questo lavoro e per avermi interpellato direttamente per l'assegnazione di questa tesi.

Ringrazio, in particolar modo, l'Ing. Anna Aragone dell'Aeroporto di Bologna per i consigli e le direttive che mi ha indicato nello svolgimento di questa trattazione.

Porgo i miei ringraziamenti anche a Sinergea S.r.l. – Laboratorio prove sui terreni e a Geolog S.r.l. per l'autorizzazione alla pubblicazione dei rapporti di prova.

Ma, soprattutto, il mio ringraziamento più grande va alla mia famiglia, per il sostegno morale che mi hanno dato e per tutti i sacrifici che hanno fatto in questi anni. Spero che quest'opera li possa ripagare, seppur in minima parte, di tutti gli sforzi e i sacrifici che hanno compiuto per me.

No, papà. Non ti ho dimenticato. Ti ringrazio per tutti gli expo cui mi hai portato, per tutto il materiale che mi hai dato, per tutto il supporto tecnico che mi hai fornito... Ma soprattutto per quello che hai fatto in questi sette anni, e per essere stato sempre disponibile con me.

Grazie.

Rinaldo Apollonio

Bibliografia

- [1]. G. Tesoriere, G. Boscaino – *Strade, ferrovie, aeroporti – Vol. 3 – Le soprastrutture negli aeroporti* – UTET
- [2]. N. Zingarelli – *Il nuovo Zingarelli – Vocabolario della lingua italiana* – Zanichelli
- [3]. G. Tesoriere – *Strade, ferrovie, aeroporti – Vol. 3 – Infrastrutture aeroportuali* – UTET
- [4]. G. Tesoriere – *Strade, ferrovie, aeroporti – Vol. 2 – Opere in terra e sovrastrutture* – UTET
- [5]. Microsoft Internet Explorer - <http://www.marcegaglia.com>
- [6]. Guida in linea Software LEDFAA v. 1.3
- [7]. Microsoft Google Earth
- [8]. Microsoft Internet Explorer – <http://it.wikipedia.org>
- [9]. Circolare AC 150/5370-10D
- [10]. Microsoft Internet Explorer – <http://www.tpub.com>
- [11]. Microsoft Internet Explorer – <http://dizionari.corriere.it>
- [12]. Microsoft Internet Explorer – <http://composite.about.com>
- [13]. Microsoft Internet Explorer – <http://en.wikipedia.org>
- [14]. Corsi SITEB (Associazione Italiana Bitume Asfalto Strade) – *Leganti e conglomerati bituminosi per le pavimentazioni stradali* – A cura dell'Ing. Stefano Ravaioli – Loiano, 24 ottobre 2002
- [15]. Microsoft Internet Explorer – <http://www.sintexcal.com>