



Presidenza
del Consiglio dei Ministri



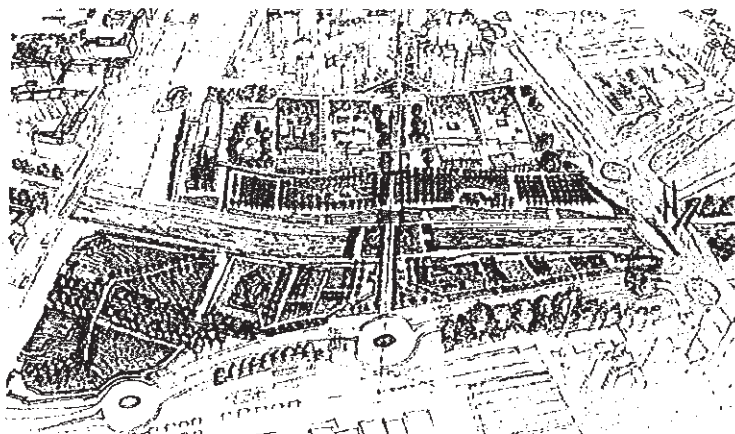
CITTA' DI TORINO

ALLEGATO N. 15
DELIBERA N. MECC.
2018 - 01956 / 117

DIREZIONE AMBIENTE VERDE E PROTEZIONE CIVILE
AREA VERDE
SERVIZIO GESTIONE GRANDI OPERE

AxTO

azioni	SPAZIO PUBBLICO
per	CASA
le	LAVORO E COMMERCIO
periferie	SCUOLA E CULTURA
torinesi	COMUNITA' E PARTECIPAZIONE



Azione 1.21
Parco Dora - Spina 3 . Lotto Valdocco sub. B

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

E/11 - 0.1

data revisione
febbraio 2018

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

dott. for. Ezio DE MAGISTRIS (Coordinatore)

risto:

Codice LL.PP.: 4438

CUP: C17B16000110004

CIG:

Ordine di servizio del 24/03/2017 prot. n. 4065 del Dirigente Arch. Sbino PALERMO

COORDINATORE SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE
p.a. Giovanni BESUSSO

RESPONSABILE DELL'ELABORATO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO - DIRIGENTE SERVIZIO TECNICO
Arch. Sbino PALERMO

REGIONE PIEMONTE PROVINCIA DI TORINO COMUNE DI TORINO

CITTA' DI TORINO
Divisione Urbanistica ed Edilizia Privata

PROGETTO DELLE OPERE RELATIVE ALLA REALIZZAZIONE
DEL PARCO DORA "SPINA 3" TORINO LOTTO VALDOCCO B
SPONDA SINISTRA

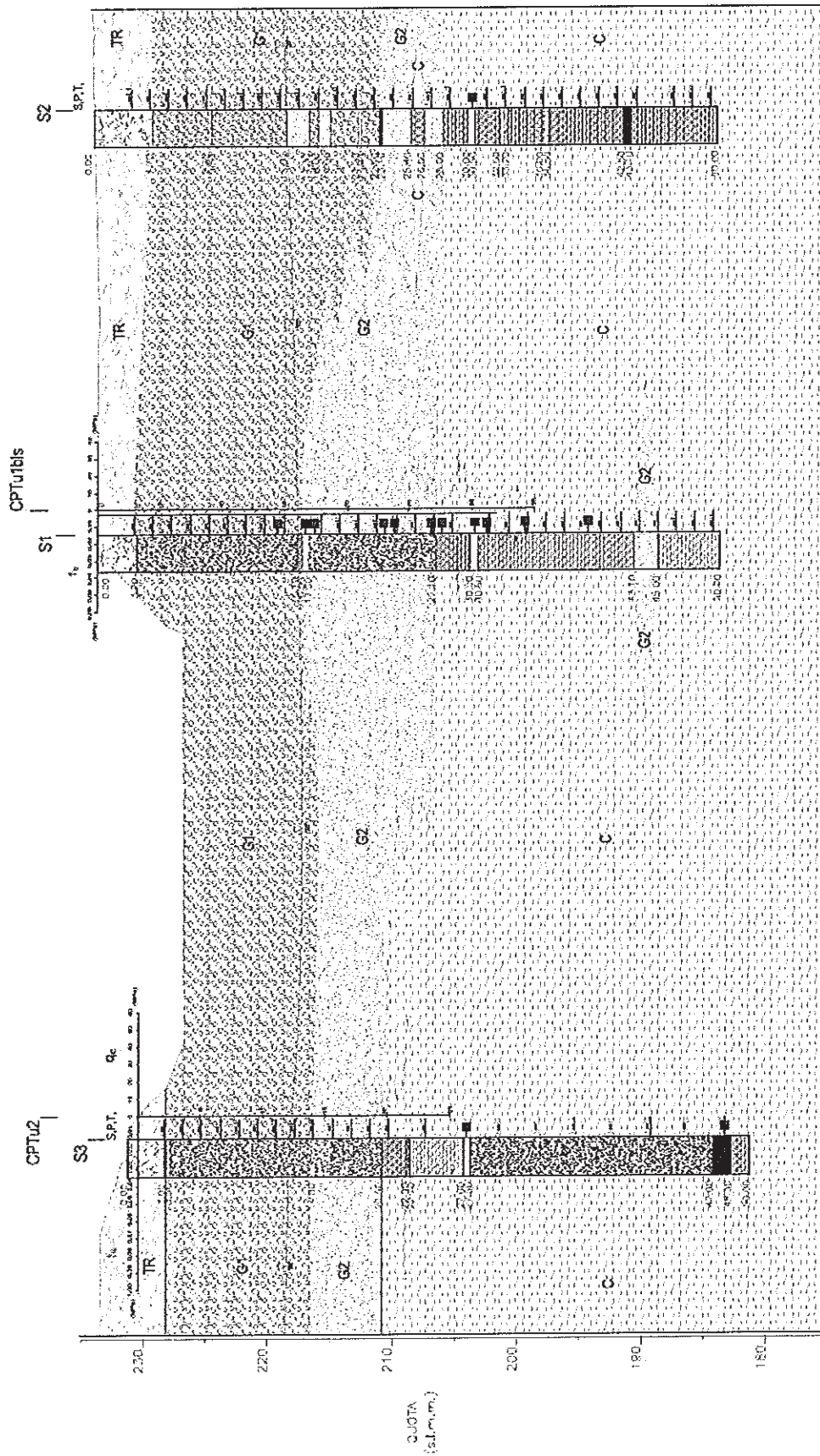
PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Indice

1	PREMESSA.....	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	3
3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	4
3.1	LOTTO VALDOCCO B.....	4
4	CARATTERI GEOMORFOLOGICI.....	4
5	CARATTERI GEOLOGICI.....	5
6	ASSETTO STRATIGRAFICO.....	6
6.1	INFORMAZIONI BIBLIOGRAFICHE.....	6
6.2	INDAGINI PREGRESSE.....	7
6.2.1	Indagini Parrocchia del Santo Volto.....	7
6.2.2	Indagini nuovo ponte di Via Livorno.....	9
6.3	NUOVA CAMPAGNA DI INDAGINE.....	10
6.4	ASSETTO IDROGEOLOGICO SOTTERRANEO.....	11
7	GEOTECNICA.....	13
7.1	CARATTERIZZAZIONE.....	13
7.2	DENSITÀ RELATIVA.....	13
7.3	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO.....	14
7.4	SPINTA DELLE TERRE.....	14
7.5	PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ.....	14

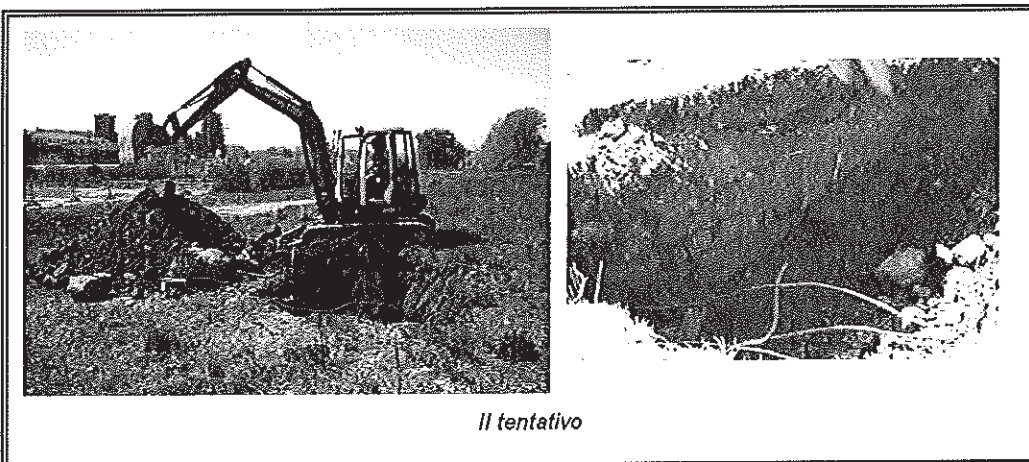
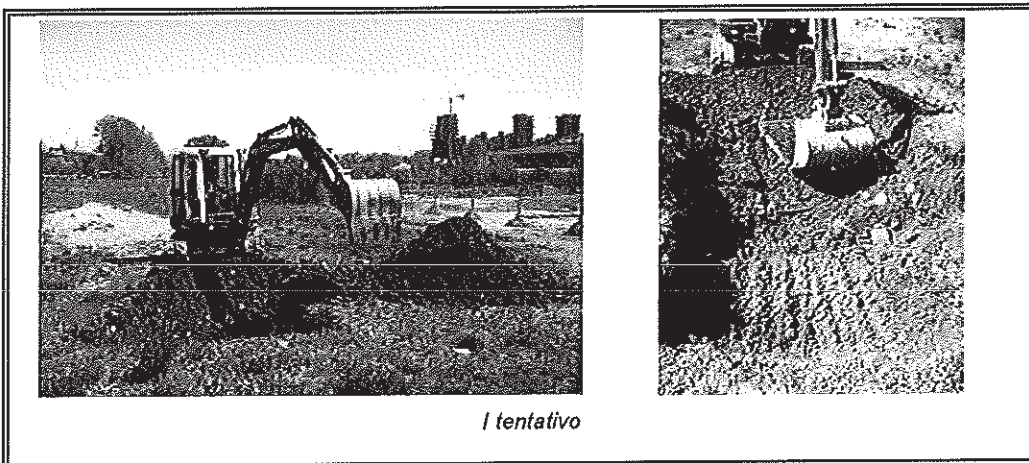
7.6	FALDA ACQUIFERA	15
8	CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI	15
8.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	15
8.2	CAPACITÀ PORTANTE	15
8.3	CEDIMENTI.....	18
8.3.1	Limiti ammissibili	18
8.3.2	Stima dei cedimenti indotti	19
9	ASPETTI SISMICI.....	20
10	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	20
11	BIBLIOGRAFIA.....	22
12	ALLEGATI.....	23



Descrizione stratigrafica pozzetti esplorativi

Pozzetto P3 (Area Valdocco)

Prof. [m da p.c.]	Descrizione
	<i>I tentativo</i>
0,00-1,00 →	■ <i>Terreno di copertura vegetale.</i>
0,10-1,00 →	■ <i>Terreno di riporto ghiaioso-sabbioso con clasti sparsi e frammenti lateritici di cls.</i>
>1,00 →	■ <i>Sistema fognario dell'edificio pre-esistente con pozzetto.</i>
	<i>Il tentativo (punto di indagine a 10m dal I tentativo)</i>
0,00-0,10 →	■ <i>Terreno di copertura vegetale.</i>
0,10-2,00 →	■ <i>Terreno di riporto costituito prevalentemente da macerie, blocchi di cls decimetrici con tondini di ferro. Presenza di un trave in cls lato Dora Riparia.</i>

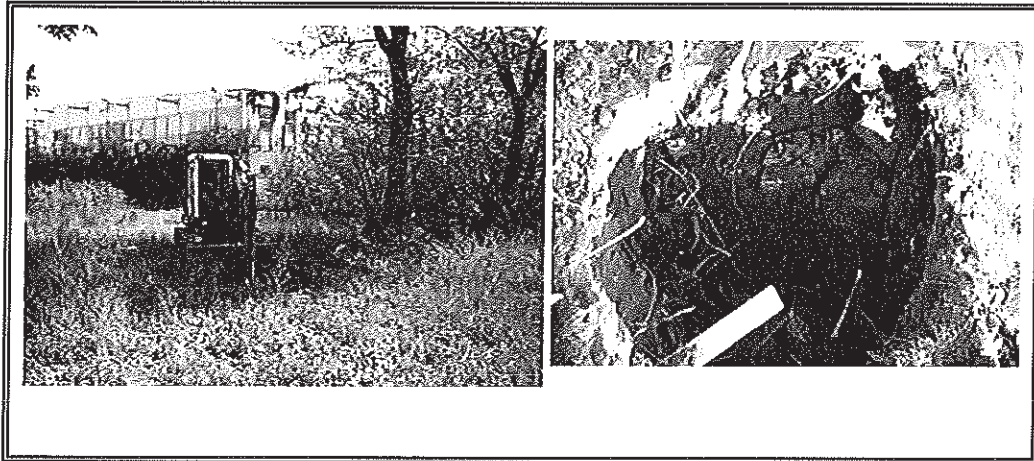


Data: 16/04/2008

Descrizione stratigrafica pozzetti esplorativi

Pozzetto P2 (Area Valdocco)

Prof. [m da p.c.]	Descrizione
0,00-0,10 →	■ <i>Terreno di copertura vegetale.</i>
0,30-3,80 →	■ <i>Terreno di riporto costituito prevalentemente da macerie, frammenti di c/c, frammenti metallici e resti lignei frammisti a terra.</i>



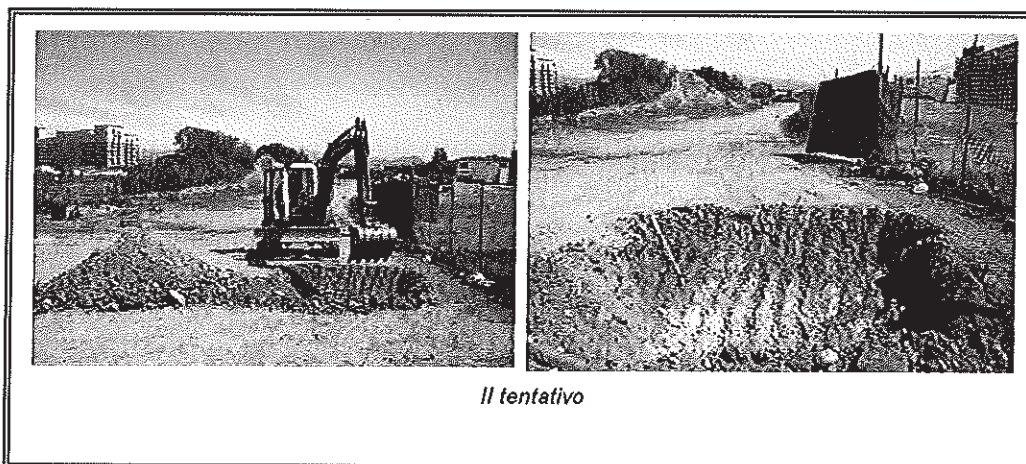
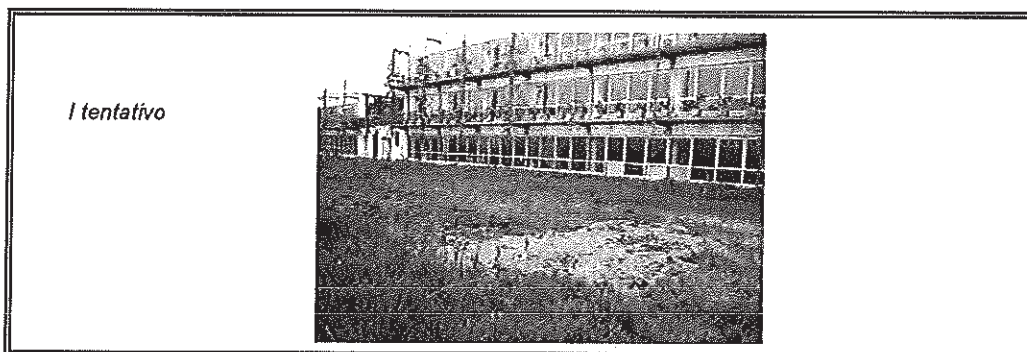
Data: 16/04/2008

Descrizione stratigrafica pozzetti esplorativi

Pozzetto P1 (Area Valdocco)









Prof. [m da p.c.]	Descrizione
	<i>I tentativo</i>
0,00-0,10 →	■ <i>Terreno di copertura vegetale.</i>
0,10-0,40 →	■ <i>Terreno di riporto ghiaioso-limoso.</i>
>0,40 →	■ <i>Soletta in cls. Interrotto lo scavo.</i>
	<i>Il tentativo (punto di indagine a 30-35m dal I tentativo)</i>
0,00-0,80 →	■ <i>Terreno di riporto ghiaioso-sabbioso con ciottoli sparsi e frammenti lateritici.</i>
>0,80 →	■ <i>Soletta in cls. Interrotto scavo.</i>





NOTE: eseguito un III tentativo di scavo per cercare un muro sotterraneo a una distanza di circa 30m dal settore indagato durante il II tentativo




Data: 16/04/2008



	Corsi d'acqua soggetti a fascia di rispetto di inedificabilità assoluta di m 10 dal piede dell'argine o sponda naturale
	Corsi d'acqua soggetti a fascia di rispetto di inedificabilità assoluta di m 5 dal piede dell'argine o sponda naturale
	Processi di dissesto lineare: intensità/pericolenità molto elevata (EeL) comportante una fascia di rispetto di m 10 dal piede dell'argine artificiale o dalla sponda naturale
	Punti critici del reticolo idrografico minore: sezioni insufficienti al deflusso della portata liquida di progetto
	Punti critici del reticolo idrografico minore: sezioni insufficienti ai sensi della direttiva di attuazione dell'art. 15 del PSFF (Agosto 1999) [già indicati con una stella rossa]
	Limite dell'area soggetta all'onda di piena per collasso dei bacini artificiali
	Perimetro di frana attiva
	Perimetro di frana stabilizzata






















Autorità di bacino del Fiume Po: Piano stralcio delle Fasce Fluviali (del. n° 26/97 dell'11 Dicembre 1997)	
	Limite tra la fascia A e la fascia B
	Limite tra la fascia B e la fascia C
	Limite esterno della fascia C
	Limite di progetto tra la fascia B e la fascia C

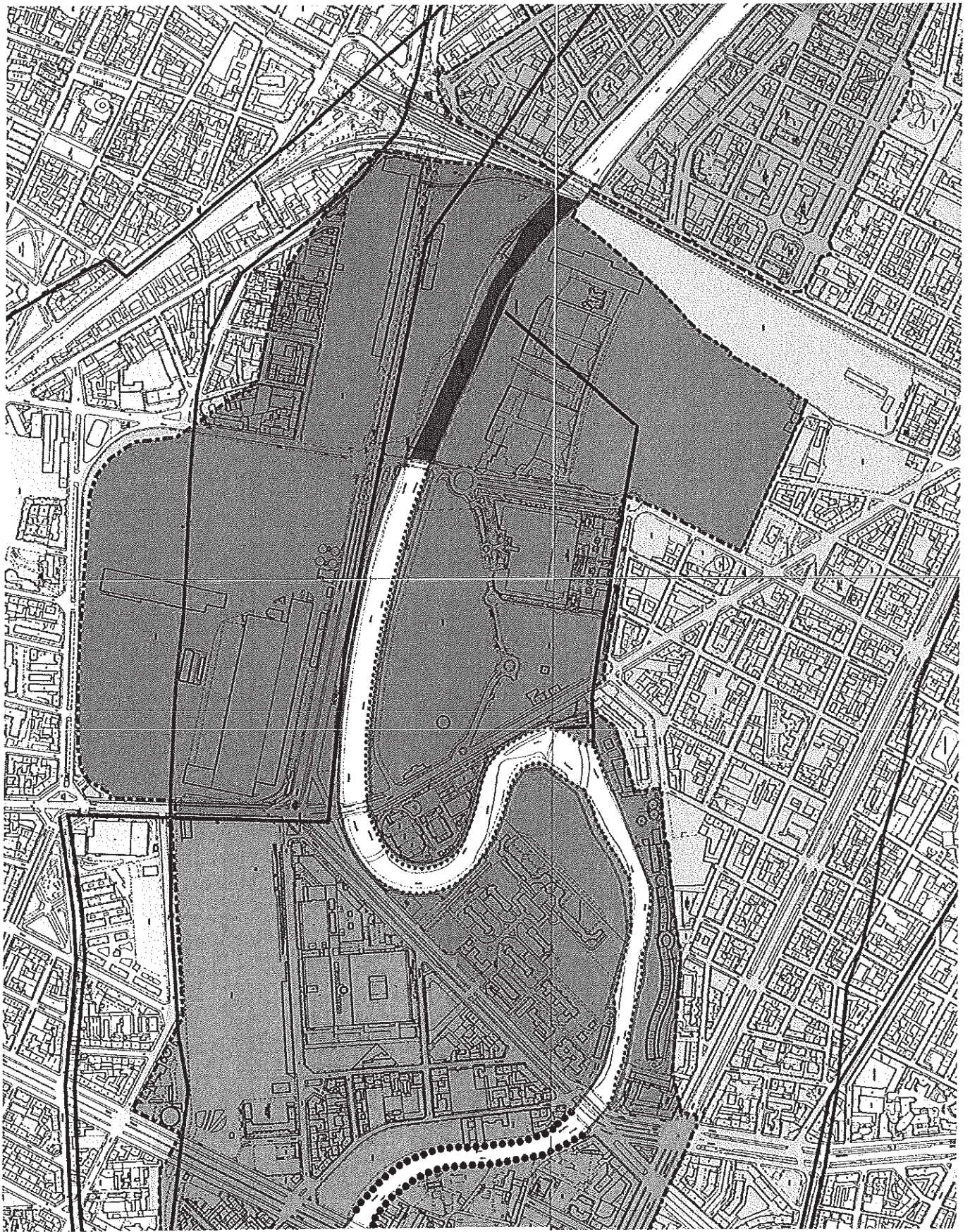
 Dividente tra le classi geologiche dell'area di pianura e dell'area di collina

Nuovo PRG approvato con deliberazione Giunta Regionale n. 3 - 45091 del 21 Aprile 1995 pubblicata sul B.U.R. n. 21 del 24 maggio 1995.

Elaborato informatizzato aggiornato con le variazioni al PRG approvate alla data del 31 Ottobre 2004.
 Carta di sintesi: elaborazione Settembre 2004

LEGENDA

Parte Piana Classi e sottoclassi	Parte Collinare Classi e sottoclassi
 I (P)	
 II (P)	 III (C)
 IIIa (P)	 II2 (C)
 IIIa1 (P)	 III3 (C)
 IIIb2 (P)	 IIIa (C)
 IIIb2a (P)	 IIIa1 (C)
 IIIb2b (P)	 IIIb1 (C)
 IIIb3 (P)	 IIIb2c (C)
 IIIb4 (P)	 IIIb3 (C)
 IIIb4a (P)	 IIIb4 (C)
 IIIc (P)	 III4 (C)



Città di Torino



Piano Regolatore Generale - Variante n° 100 Progetto Preliminare

Variante al Piano Regolatore Generale
in adeguamento alla Circolare P.G.R. 8 Maggio 1996 n° 7 LAP
ed al Piano per l'Assetto Idrogeologico

Divisione Urbanistica ed Edilizia Privata
Settore Strumentazione Urbanistica

Direttore di Divisione : Arch. Giuseppe GAZZANIGA

Dirigente di Settore: Arch. Rosa GILARDI

Allegati Tecnici

**Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e
dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica**

Tavola n. 3

Foglio n.7

Professionisti incaricati della redazione degli Studi Idrogeomorfologici:

Prof. Geol. Francesco CARRARO

Prof. Geol. Franco GRASSO

Dott. Geol. Eugenio ZANELLA

Prof. Ing. Virgilio ANSELMO

DEPOSITI NATURALI



Unità non distinte in base al bacino di provenienza

Sabbie eoliche costituenti *riverine dunes* al confine con Grugliasco

Unità distinte in base al bacino di provenienza (successioni di depositi fluviali e fluvioglaciali)

	SANGONE	DORA RIPARIA	PO	STURA
OLOCENE	U. PARCO PIEMONTE 1	U. PARCO COLLETTA U. C.NA MARCHESA	U. MESENO	U. BARCA
PLEIST. SUPERIORE		U. C.NA PILLERNA U. CITADELLA U. PIAZZA CASTELLO	U. BIT	U. VOSNIA U. FAUCHERA U. S. DELLE ALPI
		U. C. LO DEL DROSIO		
P.MED.				

- limiti certi
- - - - - limiti interpolati molto incerti
- limiti indicativi
- 10
* principali affioramenti e loro numero identificativo

SOTTOSUOLO

- pozzi/sondaggi (la sigla è quella che li contraddistingue nella banca-dati Allegato 3-15/6)
- aree nel cui sottosuolo è stata accertata la presenza di conglomerati
- ✦ pozzi/sondaggi che hanno certamente incontrato conglomerati

PAESAGGIO ANTROPICO

FORME ANTROPICHE

principali scarpate di accumulo:



con altezza < 5 metri



con altezza > 5 metri



principali scarpate di escavazione



principali rilevati di accesso a ponti e viadotti e manufatti di sovrappasso



principali trincee di accesso a sottopassi e gallerie di sottopasso

reticolato idrografico artificiale (da Hydrodata, 1999):



"bealere" consortili



"bealere" municipali

DEPOSITI ANTROPICI



aree con più estesi e potenti riporti artificiali

PAESAGGIO NATURALE

SUPERFICIE

FORME ANTROPICHE MODIFICATE ARTIFICIALMENTE



cigli di scarpate naturali di erosione, arretrate artificialmente

FORME NATURALI

scarpate naturali di erosione più o meno rimodellate artificialmente



con altezza < 5 metri



con altezza > 5 metri

alvei abbandonati desunti dalla cartografia storica:



alveo dei fiumi secondo la Gran Carta degli Stati Sardi in terraferma, scala 1:50.000, 1820-1826



alveo dei fiumi secondo la Gran Carta degli Stati Sardi in terraferma, scala 1:50.000, 1875 - pubbl. 1878



alveo dei fiumi secondo la Carta d'Italia I.G.M., scala 1:25.000, rilievo 1881 - aggiornamento 1898



alveo dei fiumi secondo la Carta d'Italia I.G.M., scala 1:25.000, rilievo 1881 - aggiornamento 1903



alveo dei fiumi secondo la Carta d'Italia I.G.M., scala 1:25.000, rilievo 1881 - aggiornamento 1923



alveo dei fiumi secondo la Carta d'Italia I.G.M., scala 1:25.000, rilievo 1881 - aggiornamento 1944



alveo dei fiumi secondo la Carta d'Italia I.G.M., scala 1:25.000, rilievo 1881 - aggiornamento 1950



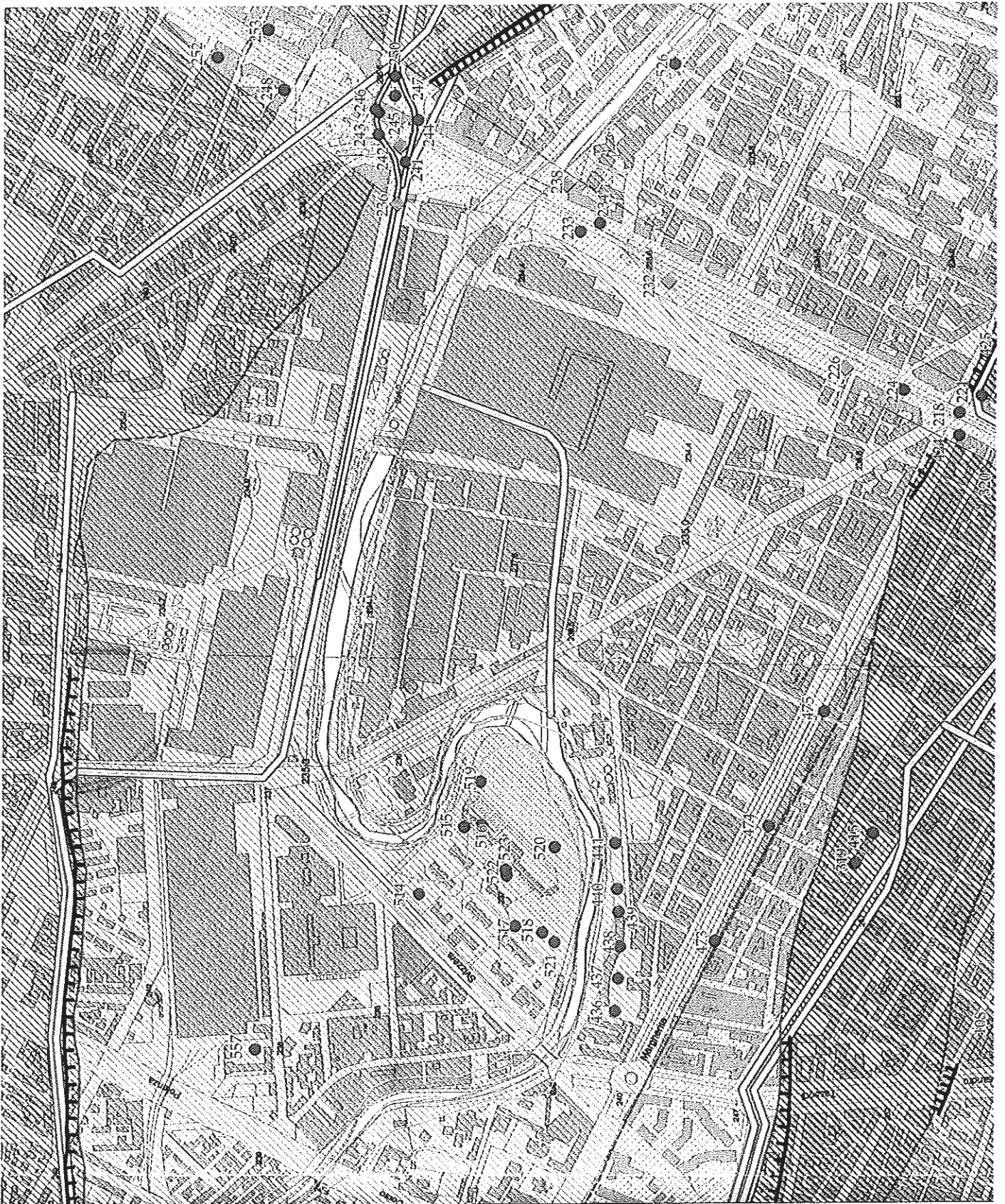
alveo dei fiumi secondo la Carta d'Italia I.G.M., scala 1:25.000, rilievo 1881 - aggiornamento 1968



elementi del reticolato idrografico epigenetico (desunti dalla cartografia storica)

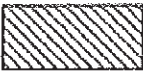
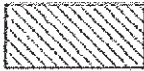


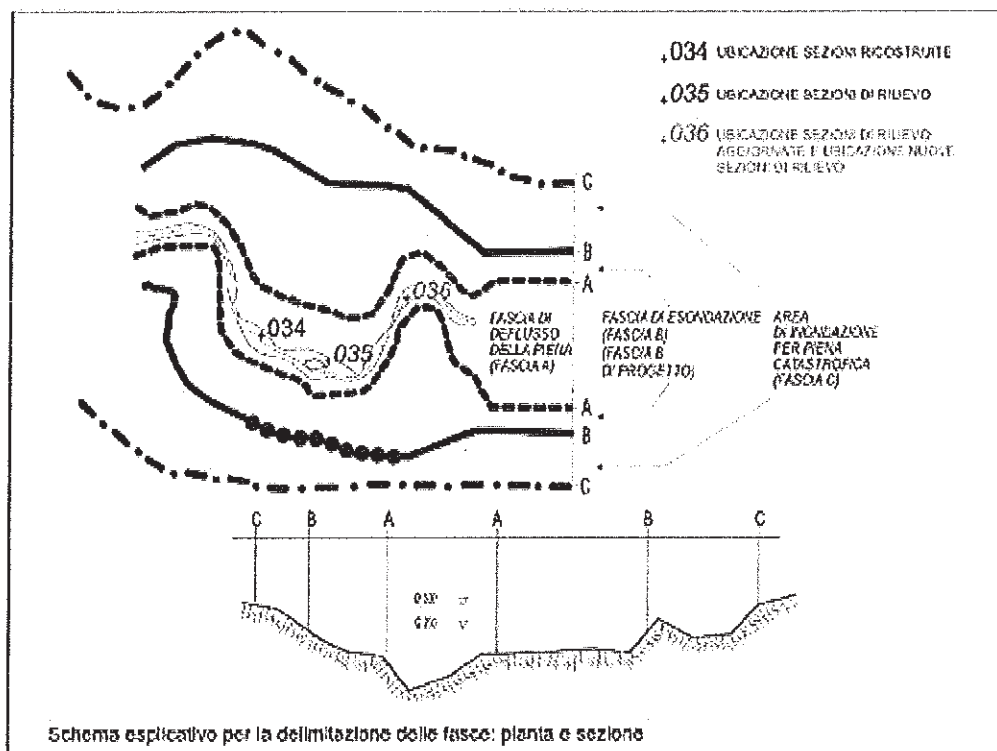
ubicazione di originarie sorgenti (da Sacco, 1912;1924)



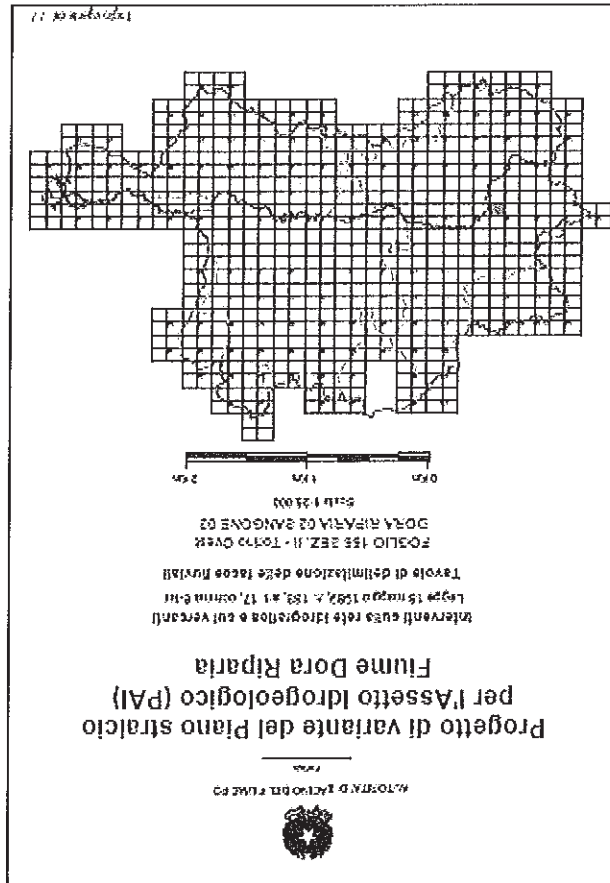
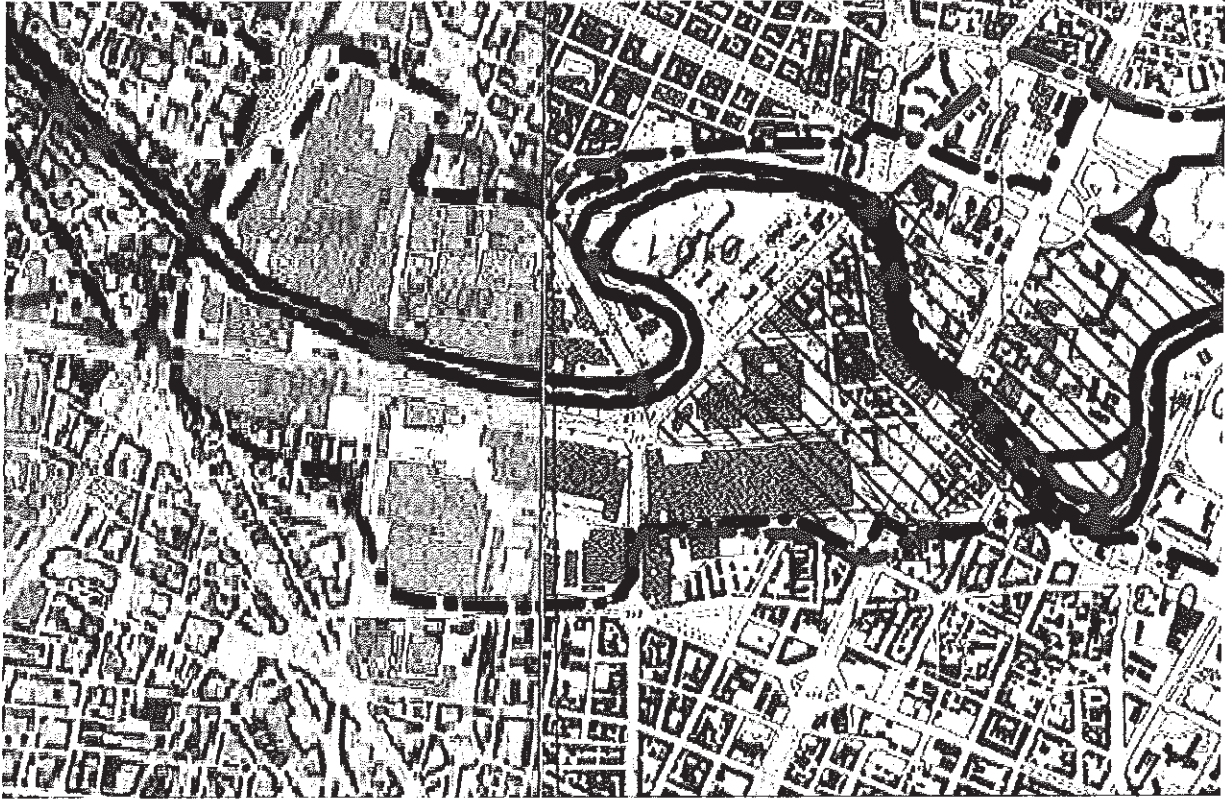
LEGENDA

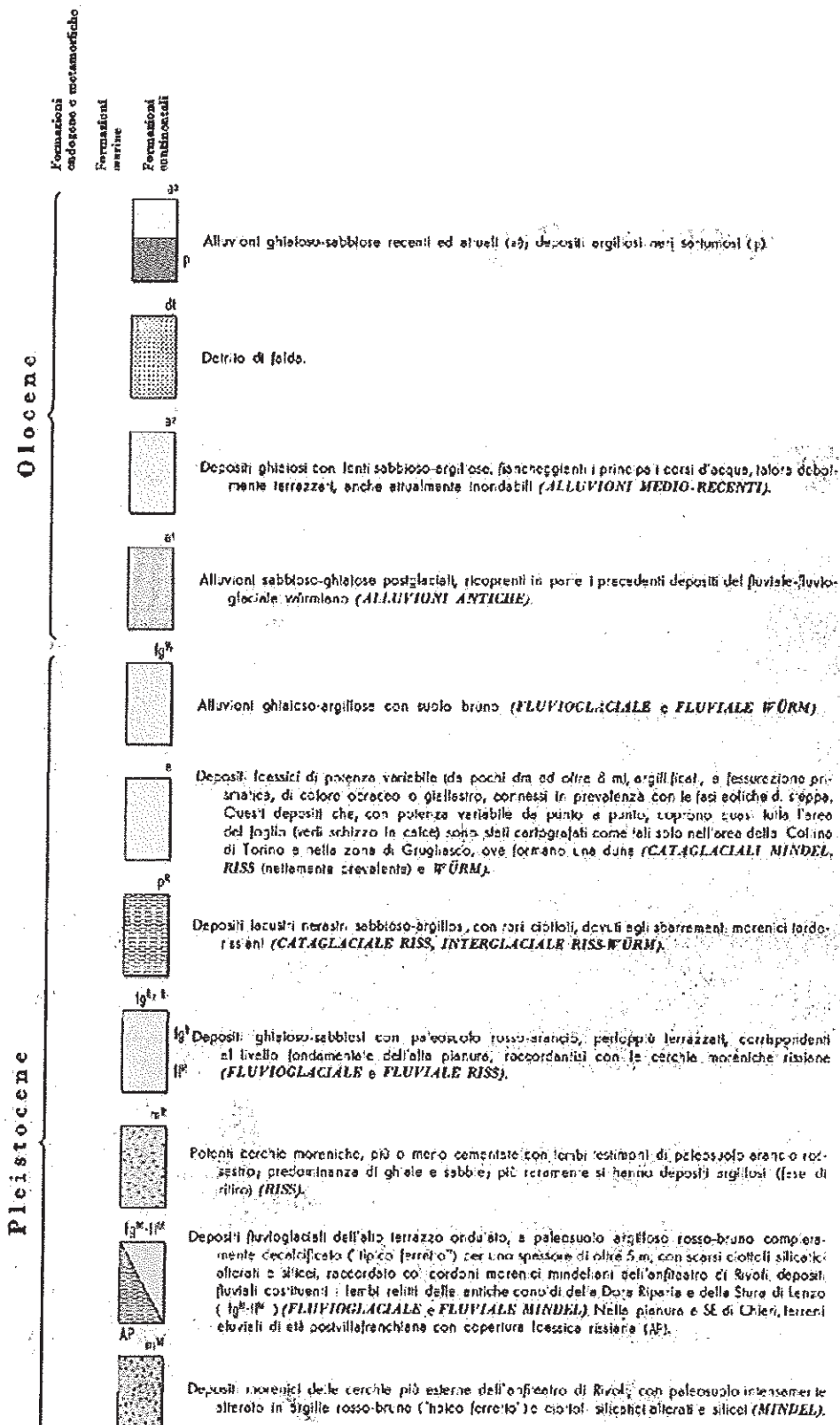
Delimitazione del PAI		Modifiche e integrazioni del Progetto di variante
-----	limite (*) tra la Fascia A e la Fascia B	-----
—————	limite (*) tra la Fascia B e la Fascia C	—————
- - - - -	limite (*) esterno della Fascia C	- - - - -
●●●●●●●●	limite (*) di progetto tra la Fascia B e la Fascia C	●●●●●●●●

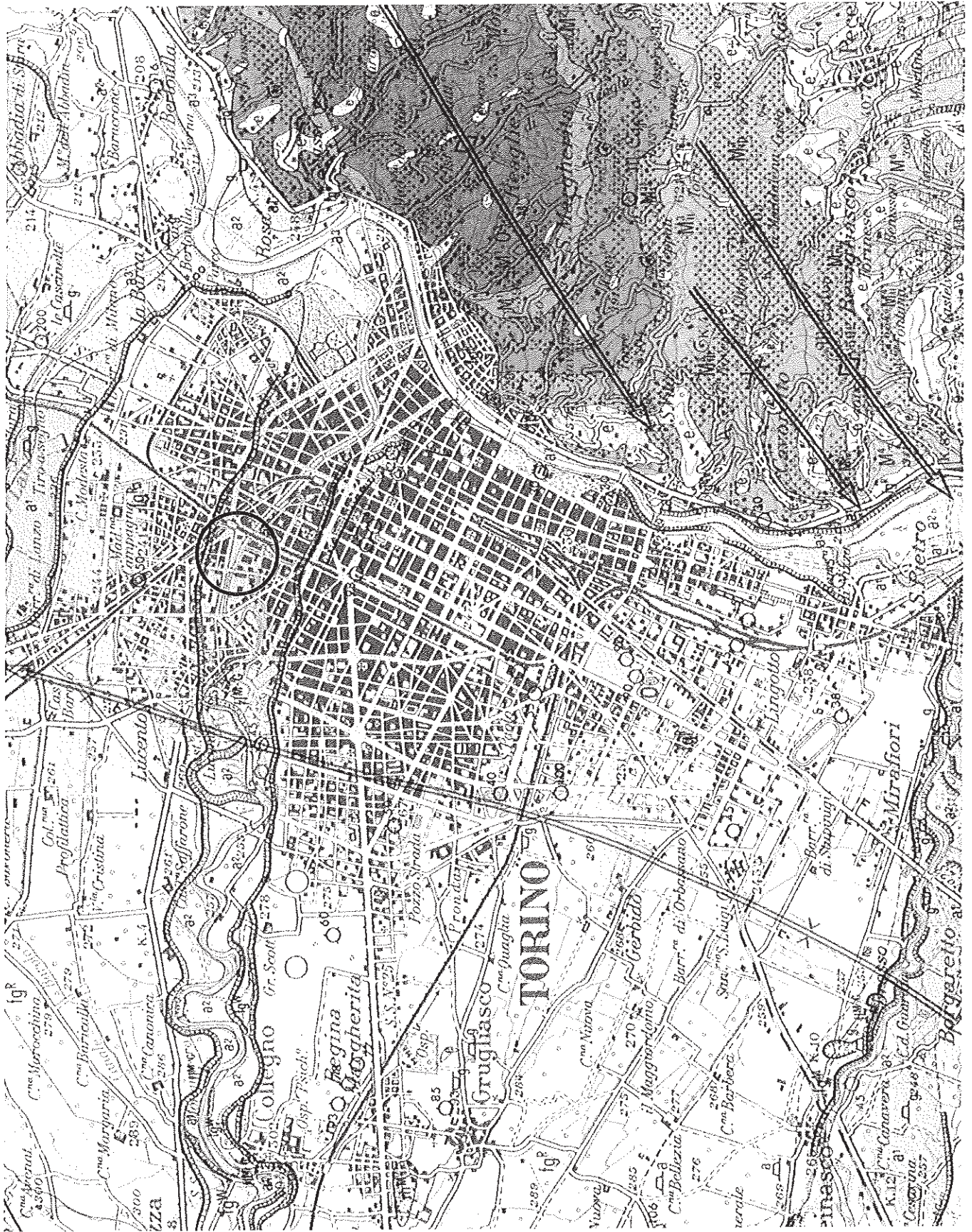
Elementi conoscitivi		
Delimitazione del PAI		Modifiche e integrazioni del Progetto di variante
	area inondabile per eventi della piena di riferimento in assenza dell'intervento di realizzazione del limite del progetto <small>(solo per i casi di acqua piovana e di apporto lo spreco di acqua/rimontato)</small>	

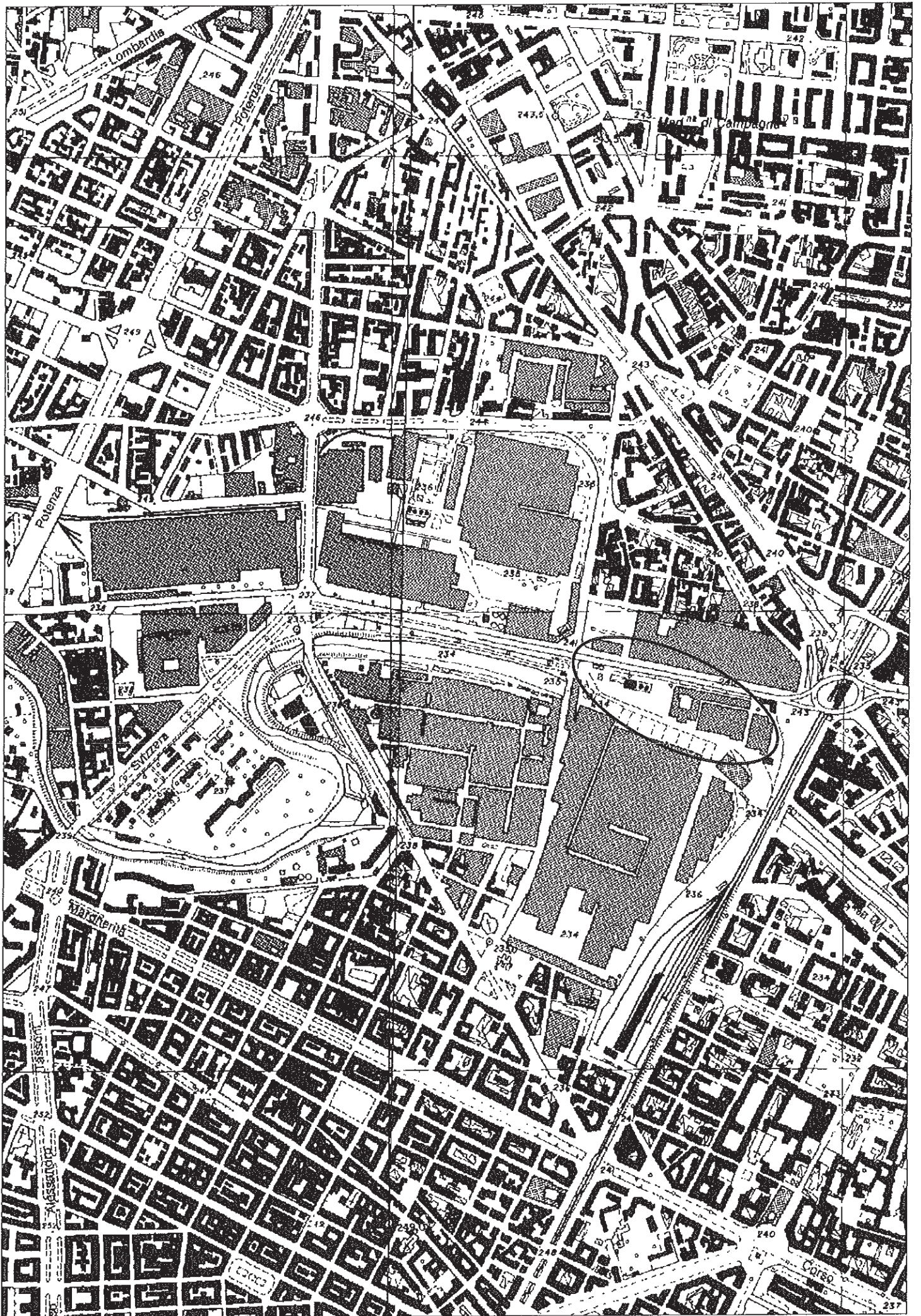


(*) Il limite è individuato dal bordo interno del graficismo









12 ALLEGATI

- Estratto dalla cartografia CTR, scala 1:10.000, con individuazione aree di intervento
- Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 – Foglio 56 Torino
- Variante PAI Dora Riparia
- Variante n.100 di PRGC:
 1. Carta geomorfologica e dei dissesti
 2. Carta di sintesi della pericolosità
- Pozzetti esplorativi
- Indagini geognostiche pregresse – Progetto nuovo ponte Via Livorno

11 BIBLIOGRAFIA

- Berardi R., Lancellotta R., Deformabilità dei terreni sabbiosi da un'analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali, Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. XXVI, n.4, Ottobre/Dicembre 1992
- Brinch-Hansen J., A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen, 1970
- Burland J.B., Notes on Foundations, Materiale non Pubblicato, 1990
- Burland J.R., Burbidge M.C., Settlement of Foundations on Sand and Gravel, Proc. Inst. Civ. Eng., Part 1, 1985, 78, 1325-1381
- Burland J.B., Coatsworth S.R., Estimating the Settlement of Foundations on Sand and Gravel, ?
- Burland J.B., Broms B.B., DeMello V.F.B., Behaviour of Foundations and Structures, State of the Art Report, Session 2, Proc. IX ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2
- Burland J.B., Wroth C.P., Settlement of Buildings and Associated Damage, State-of-the-art Review, Proc. Conf. Settl. of Struct., Cambridge, Pentech Press, London, pp.611-654
- Bustamante M., Doix B., Une Methode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectes, Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussees, ?, Parigi
- Canadian Foundation Engineering Manual, Canadian Geotechnical Society, 2nd Edition, 1985
- Cestari F., Prove Geotecniche in Sito, Geo-graph, Segrate, 1990
- CIRIA report SP25, Site Investigation Manual, 1983
- Eurocodice EC7 per l'Ingegneria Geotecnica, Edizione Provvisoria, 1988
- Holtz R.D., Kovacs W.D., An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall, New York, 1981
- Lambe T.W., Whitman R.V., Soil Mechanics, Wiley, 1969
- Lancellotta R., Geotecnica, Zanichelli, Bologna, 1993
- Pasqualini E., Standard Penetration Test, XI Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1983
- Peck R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H., Foundation Engineering, Wiley International, New York, 1974

Nelle verifiche geologiche effettuate nell'ambito della Variante n. 100 di PRGC del Comune di Torino, il settore di intervento viene ascritto alla Classe di pericolosità IIIb2a, indicando pertanto una possibile interferenza dei luoghi con problematiche di carattere idraulico (Fascia C del PAI).

I terreni naturali presenti nell'area risultano costituiti da depositi di origine alluvionale o fluvio-glaciale, essenzialmente ghiaioso-sabbiosi con ciottoli fino a profondità elevate rispetto al p.c., almeno fino ad una profondità di circa 18-20 metri, incoerenti o semicoerenti, talora piuttosto addensati o cementati (vedi strati conglomeratici o puddinghe tipiche del sottosuolo torinese), che presentano caratteristiche geotecniche decisamente soddisfacenti.

Tuttavia in superficie, in misura variabile da luogo a luogo, da pochi decimetri fino ad alcuni metri, sono sempre presenti materiali di riporto, rappresentati da macerie derivanti dallo smantellamento del preesistente complesso industriale.

Per quanto concerne la presenza e la soggiacenza della falda, non rinvenuta all'interno dei pozzetti esplorativi, essa, sulla base dei dati stratigrafici ed idrogeologici più profondi che è stato possibile reperire, risulta contenuta all'interno del materasso alluvionale grossolano, con livello piezometrico posizionato ad una profondità di alcuni metri rispetto al piano campagna; la connessione diretta con il livello della Dora appare tuttavia non confermata dai dati piezometrici rinvenuti nel corso della campagna di indagini per il nuovo ponte di via Livorno, così come da altre indagini in corso in settori posti sempre a ridosso della Dora ma più a monte.

Tale falda risulta tuttavia normalmente assente nello spessore di terreno significativo ai fini del presente progetto di sistemazione.

A seguito della caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, condotta con una indagine mirata ed utilizzando i preziosi dati derivanti dalle indagini condotte per il vicino ponte sulla Dora, sono state condotte verifiche di capacità portante e cedimenti per fondazioni di tipo diretto.

Si sottolinea peraltro che per spessori variabili tra 3 e 4.5 m buona parte dell'area oggetto di intervento risulta occupata da riporti antropici con materiali di provenienza piuttosto variegata: tali materiali non sono in grado di supportare nessun tipo di fondazione diretta, neppure per tassi di lavoro molto modesti: le loro caratteristiche di forte eterogeneità e la presenza di numerosi vuoti li rendono suscettibili di fenomeni deformativi molto significativi, anche dell'ordine delle decine di centimetri.

Per questo motivo – ed i calcoli condotti vi fanno riferimento – qualunque fondazione dovrà essere approfondita al di sotto di tale strato, raggiungendo il materiale naturale sabbioso ghiaioso che invece garantisce una buona portanza in accordo alle verifiche condotte in questo documento. Qualora le dimensioni del manufatto fossero tali per cui questa profondità non dovesse essere raggiunta si dovranno approfondire le fondazioni (magari anche semplicemente con pozzi riempiti di magrone) fino al raggiungimento di tale quota, evitando anche di realizzare pavimentazioni poggiate direttamente sullo strato di riporto.

Anche eventuali strade interne e piazzali dovranno tenere conto di questa situazione ed essere poggiati su strati di terreno ricostituito di spessore non inferiore a 1 m, in funzione dei carichi che si andranno a poggiare sul terreno. Il terreno ricostituito dovrà essere realizzato con materiale misto granulare di tipo stradale opportunamente rullato e costipato per strati di spessore reso non inferiore a 50 cm.

E' comunque preciso compito del direttore dei lavori delle strutture, in fase realizzativa, di procedere ad una attenta verifica delle caratteristiche dei terreni al momento dell'apertura degli scavi per verificare che le assunzioni fatte in questo documento trovino pieno riscontro al momento della realizzazione dell'opera.

Con riferimento alla tabella precedente con i valori di capacità portante si possono stimare i seguenti cedimenti:

Dimensioni della fondazione [m]	Capacità portante ammissibile [kPa]	Cedimento Metodo di Burland et al. [mm]
1	315	14
2	435	21
3	555	30
4	674	40
Nastriforme 1.5 m	287	-

Considerazioni finali sul calcolo dei cedimenti

La stima dei cedimenti deve essere riguardata come indicativa a causa dei seguenti fattori:

- il metodo proposto è stato sviluppato per terreni sabbiosi, molto differenti da quelli qui incontrati: d'altra parte per terreni con caratteristiche più francamente grossolane come quelli che sono stati rinvenuti qui ed in assenza di prove geotecniche di laboratorio (peraltro non facilmente realizzabili) si ritiene congruente il metodo di calcolo utilizzato;
- l'esperienza su casi in vera grandezza sui quali si è proceduto alla strumentazione delle fondazioni dimostra come il metodo di Burland et al. rappresenti una sorta di limite superiore a quanto effettivamente si verifica nella realtà;
- i cedimenti stimati con il metodo di Burland et al. sono da ritenersi congruenti, alla luce anche delle considerazioni teoriche alla base dei due diversi metodi utilizzati.

In assenza di indicazioni più precise e delle incertezze nella stima e nell'interpretazione dei parametri caratteristici del terreno si ritiene che i calcoli prodotti in questa sede siano conformi agli scopi proposti.

Pertanto – analizzando in contemporanea i risultati derivanti dalle verifiche di capacità portante e calcolo dei cedimenti – vengono fornite le seguenti indicazioni conclusive:

- per fondazioni di dimensione 1 m, portanza 300 kPa
- per fondazioni di dimensioni superiori a 2 m portanza ammissibile pari a 400 kPa
- per fondazioni nastriformi di larghezza pari a 1.5 m portanza ammissibile di 290 kPa.

9 ASPETTI SISMICI

La città di Torino non ricade in zona soggetta a particolari problematiche di tipo sismico e gli edifici non rientrano in quelli di valenza strategica pertanto non si ritiene necessario fare ricorso ad alcuna particolare contromisura di carattere geotecnico salvo il normale rispetto delle vigenti disposizioni normative.

10 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Riassumendo quanto sopra esposto, alla luce delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche e stratigrafiche dell'area in esame, non si rilevano condizionamenti geologici ostativi nei confronti della fattibilità dell'intervento edificatorio in progetto.

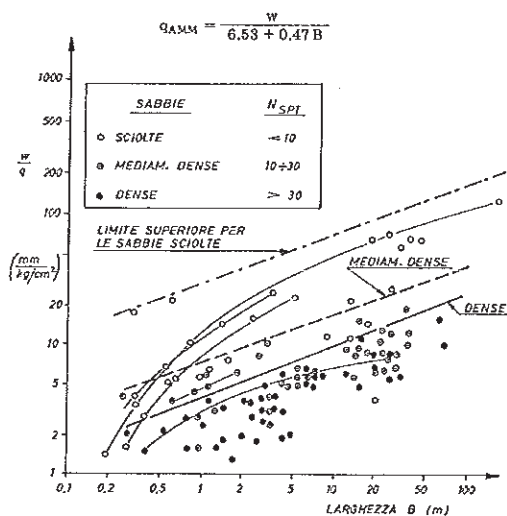
Al fine di porre dei limiti bisogna stabilire quali sono i valori di massimo cedimento, assoluto e differenziale, che si verificheranno nel terreno a seguito dell'incremento tensionale prodotto dai nuovi carichi e se questi valori sono compatibili con la deformabilità delle sovrastrutture. In altri termini bisogna valutare l'interazione terreno-struttura e una soluzione corretta può essere ottenuta solamente attraverso una onerosa modellazione numerica di tipo FEM o simili.

Di grande importanza è ovviamente la stima del tempo di decorso dei cedimenti nel tempo: tale parametro è infatti funzione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni e quindi della loro curva granulometrica.

L'approccio generalmente seguito prevede di adottare delle limitazioni del cedimento assoluto e della distorsione angolare ammissibile in funzione del tipo di struttura considerata. Di norma, per strutture in cemento armato, si accetta in letteratura un cedimento massimo di 30 mm, mentre l'Eurocodice 7, che costituirà a breve la normativa geotecnica europea, propone un limite di 25 mm. È a quest'ultimo valore che si farà nel seguito riferimento per la definizione progettuale della capacità portante. In questo modo anche i cedimenti differenziali della struttura saranno contenuti entro i limiti ammissibili.

8.3.2 Stima dei cedimenti indotti

L'impossibilità di misurare la compressibilità dei terreni granulari non coesivi per una profondità significativa impone un approccio di tipo empirico.



Al fine di ovviare alle evidenti incertezze che tale scelta impone ed in assenza di prove sperimentali il calcolo è stato svolto con il metodo di Burland et al., tra i più utilizzati tra quelli riportati nella letteratura tecnica del settore, che non richiede l'utilizzo di particolari parametri per il calcolo del cedimento, pur fornendo evidentemente un risultato di tipo qualitativo ma comunque attendibile.

È inoltre importante osservare che il decorso dei cedimenti in terreni con queste caratteristiche granulometriche è sostanzialmente contemporaneo al crescere dei carichi grazie alla elevata permeabilità che consente una rapida dispersione delle pressioni interstiziali generate nei pori dal crescere dei carichi. Questo fatto rappresenta evidentemente un grande vantaggio in quanto i cedimenti si esauriscono nelle fasi preliminari della costruzione (struttura in

cemento armato e messa in esercizio dei carichi permanenti) ed hanno successivamente un'influenza quasi nulla nel corso della vita di esercizio della struttura stessa.

Approccio di Burland, Broms e De Mello, 1977

I valori ottenuti con questo approccio sono desunti da un grafico in cui sono condensati i risultati delle osservazioni di centinaia di casi reali (Figura a lato). Anche con questo metodo si osserva come il valore di capacità portante ammissibile sia effettivamente dettato dalla limitazione dei cedimenti, prima ancora che dalla resistenza al taglio del terreno. Per la stima dei cedimenti si è fatto prudenzialmente riferimento alla curva di materiali addensati, tenendo implicitamente conto di possibili modeste disomogeneità stratigrafiche con la presenza sempre possibile di strati di dimensioni più francamente limosi e quindi più deformabili.

B [m]	Q _{lim} [kPa]	Q _{amm} [kPa]	Tipo di fondazione
1,0	910	315	quadrata
1,5	1089	375	quadrata
2,0	1269	435	quadrata
2,5	1448	495	quadrata
3	1628	555	quadrata
3,5	1807	614	quadrata
4	1987	674	quadrata
1,5	825	287	nastriforme
Fattore di sicurezza		3,00	

Essendo:

- B = la dimensione minima della fondazione
 L = la dimensione ortogonale
 D = l'approfondimento della fondazione nel terreno.

Si noti che i risultati ottenuti sono validi per:

- approfondimento medio della fondazione pari a 1 m
- assenza di sforzi taglianti o flettenti significativi al piede, che richiedono verifiche mirate noti i carichi di progetto.

Infine tali valori debbono essere coniugati con le considerazioni legate alla deformabilità dei terreni ed al contenimento dei cedimenti, assoluti e differenziali.

8.3 CEDIMENTI

Vengono trattati i limiti di cedimento da imporre alla nuova struttura, in funzione delle sue caratteristiche di rigidezza e dei valori normativi attualmente vigenti.

8.3.1 Limiti ammissibili

Nel caso dei terreni non coesivi il dimensionamento delle fondazioni avviene generalmente sulla base dei cedimenti ammissibili della struttura prima ancora che sui valori di capacità portante ricavati con la formula di Brinch-Hansen: la rottura per taglio del terreno è infatti poco probabile per gli usuali livelli tensionali, se non in presenza di plinti di dimensioni molto ridotte con carichi elevati ed in prossimità del piano campagna.

È quindi interessante richiamare alcuni concetti fondamentali riguardanti l'ammissibilità dei cedimenti delle fondazioni di manufatti ove la struttura portante sia rappresentata dal tradizionale complesso travi-solette in cemento armato o di strutture similari.

Il valore della portata ammissibile viene successivamente ricavato sulla base della formula tradizionalmente utilizzata con un coefficiente di sicurezza pari a 3 come da prescrizioni normative:

$$q_{amm} = (q_{lim} - q') / FS + q'$$

dove:

q' è la pressione efficace alla quota di imposta della fondazione, supponendo che la stessa sia immersata nel terreno per una profondità minima di 1 m

FS è il coefficiente di sicurezza pari a 3.

Applicando la formula di Brinch-Hansen si ottengono i seguenti valori di portata ammissibile sulla base di dimensioni variabili della fondazione:

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Peso efficace per unità di volume	18	kN/m ³
Coesione	0	kPa
Angolo di resistenza al taglio	32	°

PARAMETRI GEOMETRICI

Profondità piano di posa	1	m
Fattore di forma s_f fondazioni quadrate	1,32	
Fattore di forma s_q fondazioni quadrate	1,32	
Fattore di forma s_f fondazioni nastriformi	1,00	
Fattore di forma s_q fondazioni nastriformi	1,00	

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_γ	30,22
N_q	23,18
N_c	-

CAPACITA' PORTANTE ULTIMA IN CONDIZIONI DRENATE

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot B \cdot s_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q$$

Si procede alla valutazione della capacità portante ammissibile del terreno ed alla valutazione qualitativa dei cedimenti indotti dai nuovi carichi per fondazioni di tipo diretto: in questo secondo caso si preferirà operare con metodi empirici di stima dei cedimenti legati ai casi reali di fondazioni strumentate.

La valutazione della capacità portante è condotta sulla base della usuale formula di Brinch – Hansen che viene qui di seguito richiamata:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Con il seguente significato per ognuno dei fattori sopra riportati:

fattori di capacità portante	N _c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N _γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	
	N _q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	
fattori correttivi	forma		
	s _c	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	
	s _γ	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	
	s _q	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	
	approfondimento		
	d _c	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	
	d _q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$	per D/B' < 1 per D/B' > 1
	inclinazione carico		
	i _c	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	
	i _γ	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	
	i _q	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	
	Inclinazione fondazione		
b _q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$		
b _γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$		
b _c	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$		
inclinazione piano campagna			
g _q	$(1 - \tan \omega)^2$		
g _γ	$(1 - \tan \omega)^2$		
g _c	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$		

Si suggerisce per eventuali calcolazioni di utilizzare i valori suggeriti per le sabbie considerata la presenza di ghiaietto solamente con percentuali discontinue. Inoltre la stima di un parametro quale quello della deformabilità a partire – in via indiretta – da prove penetrometriche è sempre piuttosto incerta: si raccomanda pertanto di utilizzare tale valore solo a fini indicativi e di procedere a prove più sofisticate nel caso in cui debbano essere condotte complesse calcolazioni all'interno delle quali rientra l'utilizzo dei parametri di deformabilità.

Sostituendo il valore di densità relativa precedentemente individuato risulta essere alla profondità di 4 m:

$$E = 110 * e^{0.02*65} * (19 * 5 * 100)^{0.5} = 40.000 \text{ kPa}$$

7.6 FALDA ACQUIFERA

Per quanto riguarda il livello dell'acquifero i dati disponibili riportano profondità della falda dell'ordine dei 15 m da piano campagna, quindi del tutto al di fuori della zona di influenza delle fondazioni dei manufatti che potranno pertanto essere dimensionati senza tenere conto di questo aspetto.

8 CAPACITA' PORTANTE E CEDIMENTI

8.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche statiche e la redazione della presente relazione vengono eseguite nel rispetto della normativa in vigore e di alcune specifiche raccomandazioni, in particolare:

- **D.M. 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".**
- Circolare Ministero LL.PP. del 24.9.1988 n° 30483, Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Legge 5/11/1971 n. 1086 e D.M. 09/01/96, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" e relative istruzioni.
- D.M. 16/1/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica".
- Eurocodice 8 – "Progettazione antisismica".
- OPCM 3274: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e successive modifiche ed integrazioni.

8.2 CAPACITÀ PORTANTE

7.3 ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO

La letteratura geotecnica specialistica fornisce molte correlazioni che consentono di passare dal grado di addensamento del materiale, e cioè dalla sua densità relativa, alla valutazione quantitativa dei suoi parametri di resistenza e deformabilità: il più importante parametro di resistenza è costituito dall'angolo di resistenza al taglio in condizioni di picco ed in condizioni residue a volume costante.

La stima dei valori di picco può avvenire attraverso una serie di relazioni ed in questa occasione si è adottata quella tradizionale proposta da Schmertmann. Per valori di densità relativa pari a 65% ed utilizzando la relazione proposta per sabbie medie che riporta:

$$\varphi' = 31,5 \pm 0,115 D_R$$

si ottengono valori dell'angolo di resistenza al taglio in condizioni di picco pari a 39°.

Considerato che gli strati presentano una non trascurabile percentuale di frazione fine le verifiche di capacità portante verranno condotte su un valore di riferimento a volume costante pari a 32 - 33°.

7.4 SPINTA DELLE TERRE

I valori di spinta delle terre possono essere calcolati facilmente con l'usuale formalistica:

- a riposo $k_0 = 1 - \sin \phi$ (Jaky)
- attivo, $k_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$
- passivo, k_p , diagrammi NAVFAC.

Per scavi all'interno degli strati di riporto eterogenei si dovrà utilizzare un valore dell'angolo di resistenza al taglio non superiore a 22°.

7.5 PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ

Il valore del modulo elastico è ottenuto in funzione dei valori della pressione geostatica verticale efficace σ'_{vo} e del grado di addensamento dei terreni sulla base delle indicazioni di Janbu [1967]:

$$E = m (\sigma'_{vo} p'_a)^{0.5}$$

Dove m è un coefficiente che è funzione del tipo di terreno e del grado di addensamento e p'_a la pressione di riferimento pari a 100 kPa. Sulla base dell'esperienza e dei dati di letteratura m può assumere i seguenti valori:

- $m = 70 * e^{0.02 D_r}$ limi
- $m = 110 * e^{0.02 D_r}$ sabbie
- $m = 1700 * e^{0.02 D_r}$ ghiaie

7 GEOTECNICA

7.1 CARATTERIZZAZIONE

La caratterizzazione geotecnica per il dimensionamento delle fondazioni delle nuove opere avviene quindi sulla scorta dei dati recepiti durante lo scavo dei pozzetti fatti eseguire dagli scriventi in data 16 aprile 2008 e sulla base dei dati stratigrafici, ben più approfonditi, resi disponibili a seguito della realizzazione del nuovo ponte di Via Livorno sulla Dora Riparia.

I dati recepiti con i pozzetti sono da ritenersi scarsamente indicativi per la difficoltà di approfondire le profondità di scavo a causa della presenza di manufatti in cemento armato e/o di accumuli di terreni di riporto di natura antropica poco significativi.

Ben differente la situazione dei dati recepiti con i sondaggi del ponte, con informazioni precise e molto dettagliate sui terreni di fondazioni addirittura fino alla profondità di 50 m.

L'analisi dei dati raccolti con i pozzetti, là dove questi sono stati sufficientemente approfonditi, mostra che nel solo pozzetto P2 si è raggiunta la quota di 3.8 m dal piano di campagna di riferimento mentre gli altri tentativi - P1 e P3 - non hanno dato esito per la presenza di manufatti in cemento armato. Nel P2 le macerie e i resti lignei frammisti a terra rendono del tutto inutilizzabili le informazioni recepite.

Risulta quindi utile fare riferimento alle informazioni dei sondaggi eseguiti per il nuovo ponte dai quali emerge che - per le profondità di interesse pari a 8 - 10 m - si rilevano riporti per spessori variabili tra 3.2 m e 4.7 m nei sondaggi 1 e 2 che sono quelli di riferimento in sponda destra del fiume.

Al di sotto sono presenti sabbie e sabbie ghiaiose di natura fluvioglaciale di buone caratteristiche meccaniche e modesta deformabilità.

Si procede alla caratterizzazione del materiale naturale non coesivo per la posa delle fondazioni rimandando alle istruzioni operative al termine di questo documento per il trattamento dello strato di riporto.

Tutta la caratterizzazione geotecnica viene pertanto eseguita riprendendo e riportando le informazioni dell'indagine del ponte.

Considerata la modestia delle opere oggetto di intervento vengono esaminati gli strati di terreno fino a profondità dell'ordine di 6 - 8 m tralasciando quanto presente al di sotto che non viene interessato da modifiche dello stato tensionale e deformativo.

7.2 DENSITÀ RELATIVA

Il primo passo da compiere per la caratterizzazione di questo tipo di terreni consiste nella valutazione della densità relativa, cioè del grado di addensamento del materiale in sito. Esistono infatti terreni grossolani non coesivi che sono scarsamente addensati e che pertanto mal si prestano all'essere utilizzati come base di appoggio per costruzioni.

Nel documento Terracompany viene utilizzata la correlazione di Bazaraa che risulta ampiamente diffusa in letteratura e dalla quale si ricavano per profondità comprese tra 4 e 8 m valori medi della densità relativa pari a 60 - 65%.

Negli studi di accompagnamento del progetto già menzionato del nuovo ponte di Via Livorno il livello piezometrico è stato riscontrato invece ad una profondità decisamente superiore, che si aggira intorno ai 15 metri dal p.c. Tale valore di soggiacenza sembra suggerire che, almeno in concomitanza di alcuni periodi dell'anno, il livello della falda non è in connessione diretta con il livello del pelo libero del corso d'acqua.

Tale fenomeno può essere spiegato pensando che il fondo scorrevole dell'alveo della Dora, in particolare in corrispondenza di tratta in cui la corrente presenta una minore energia di flusso, tende ad impermeabilizzarsi attraverso la deposizione di uno strato limoso argilloso, che ne impedisce una connessione diretta con l'acquifero sottostante. Per questo motivo, almeno in alcuni periodi dell'anno, è possibile riscontrare valori di soggiacenza del livello piezometrico decisamente maggiori rispetto alla quota di fondo alveo.

Oltre a questa falda principale non possono essere escluse falde sospese di minore consistenza o temporanee in particolare in concomitanza di eventi meteorici importanti o eccezionali, disposte casualmente ed a varie quote anche piuttosto superficiali.

L'oscillazione della quota della falda in funzione delle condizioni di alimentazione è stimabile nell'ordine di pochi metri, per cui sembrano da escludersi problematiche di interferenza con le nuove opere in progetto, che consistono in interventi esclusivamente superficiali.

In data 16 aprile 2008 sono pertanto stati effettuati, a cura della Ditta Citiemme di Torino, n. 6 pozzetti esplorativi per la caratterizzazione dei terreni superficiali in corrispondenza delle due aree di intervento Valdocco e Mortara.

Nell'area Valdocco sono stati realizzati 3 pozzetti, di cui uno in sponda sinistra della Dora, che in questo tratto si presenta coperta, e due in sponda destra.

Nel primo sito (P1), posto all'altezza del canale di scarico della centrale dell'Environment Park a pochi metri dall'alveo coperto della Dora in sponda destra, sono stati fatti alcuni tentativi di scavo senza esito in quanto a circa 50 centimetri è presente una soletta in calcestruzzo. In sponda sinistra (P3) si è riscontrata una situazione analoga, ma spostando ulteriormente lo scavo verso la sede in Corso Mortara si è riusciti a scavare circa 2.00 m di spessore a spese di terreno rimaneggiato e macerie. Gli scavi realizzati hanno evidenziato la presenza di molte strutture in c.a. sepolte, connesse all'ex attività industriale.

L'ultimo pozzetto è stato realizzato al margine est dell'area di intervento, a poche decine di metri dai cantieri del passante ferroviario. Anche in questo caso lo scavo, spinto fino alla profondità di 3.80 m circa dal p.c., ha evidenziato la presenza di terreno di riporto costituito da macerie, frammenti metalli e lignei.

Nel complesso i sondaggi effettuati permettono di ricostruire la particolare costituzione dei terreni posti in posizione superficiale nell'intero settore di intervento, costituiti in netta prevalenza da terreno di riporto o macerie di vario tipo, e solo saltuariamente da terreno alluvionale naturale, presente comunque al disotto del riporto a profondità variabili tra 1.50 e 5.00 m dal p.c.

Le schede relative a questi assaggi sono riportate negli allegati a fine testo

6.4 ASSETTO IDROGEOLOGICO SOTTERRANEO

Dalle nuove indagini realizzate il 16 aprile nell'ambito della presente indagine, cioè attraverso l'esecuzione dei pozzetti esplorativi descritti a parte, non è mai stata intercettata la falda acquifera, che pertanto va a posizionarsi a profondità sicuramente superiori ai 3-4 m dal p.c., almeno in concomitanza di normali periodi climatici assimilabili a quello in cui è stata effettuata l'indagine, non particolarmente piovoso.

Dai dati stratigrafici reperiti nei pressi dell'area di intervento attraverso la consultazione di indagini pregresse, la falda acquifera principale, caratterizzata da una direzione del deflusso sotterraneo da ovest verso est, risulta presente all'interno dei depositi ghiaioso-sabbiosi sottostanti i terreni di riporto, caratterizzati da permeabilità buona o discreta per la loro granulometria grossolana, che può tuttavia variare drasticamente in corrispondenza di lenti sabbioso-limose o limoso argillose.

Tale acquifero superficiale, sulla base delle indicazioni stratigrafiche riportate nel precedente paragrafo, dovrebbe poggiare sulle facies a granulometria più fine presenti a profondità superiori. Infatti, sulla scorta delle indagini effettuate nell'ambito del progetto del nuovo ponte di Via Livorno, ad una profondità di circa 18-20 m sono presenti facies decisamente più fini, di natura sabbioso-limosa quando non addirittura limoso argillosa.

I piezometri a tubo aperto installati nei fori di sondaggio eseguiti nell'ambito dell'intervento della Parrocchia del Santo Volto, posti pertanto all'estremità occidentale dell'area di interesse, hanno consentito la verifica del locale livello della falda. Le misure eseguite in data 30/4/04 indicano una soggiacenza di circa 7.50 m dal p.c. esistente (quotato all'incirca 231 m s.l.m. Le misure eseguite nei piezometri evidenziano dunque che nell'area la falda presenta valori di soggiacenza dell'ordine di alcuni metri dal p.c.

Infine, l'ultimo strato attraversato dal sondaggio, e quindi fino alla profondità di 50 m, è costituito da materiale coesivo, che nella parte più superficiale è rappresentato prevalentemente da limo e argilla a volte con tracce di sabbia dura e occasionali livelli torbosi e lenti decimetriche di argilla plastica, mentre nella parte più profonda da sabbia limosa e limo argilloso sabbioso. Lo strato coesivo è attraversato, alla profondità di 43,10 m, per uno spessore di circa due metri, da una lente di sabbia.

Il sondaggio S2 rileva, fino alla profondità di 4,70 m, la presenza di materiale di riporto costituito da sabbia e ghiaia con laterizi alla sommità e blocchi di cemento più frequenti alla base. Nella parte finale di tale strato si rinvengono ciottoli di diametro minore di 10 cm.

Subito dopo, per uno spessore di circa 18 m, si osserva uno strato granulare costituito prevalentemente da ghiaia e sabbia ghiaiosa. Solo localmente si osservano sottilissimi strati di sabbia limosa e limo argilloso sabbioso.

Alla base di tale livello è presente uno strato di sabbia fino alla profondità di 28 m, interrotto da una lente di limo argilloso per uno spessore di circa un metro.

Infine, fino alla massima profondità indagata dal sondaggio, è presente uno strato di materiale coesivo in cui prevalgono i limi argilloso sabbiosi. Alla profondità di 42,50 m è presente uno strato di torba.

La realizzazione del sondaggio S3 ha evidenziato la presenza degli stessi strati indagati dagli altri due sondaggi effettuati.

Lo strato più superficiale è costituito da terreno vegetale e materiale di riporto, che comprende prevalentemente sabbia e ghiaia con ciottoli.

Lo strato successivo, di spessore 12 m circa, è caratterizzato da ghiaia sabbiosa e sabbia ghiaiosa: solo nella parte più superficiale si evidenzia la presenza di limo argilloso sabbioso per circa 0,50 m.

Fino alla profondità di 20,50 m è presente uno strato di sabbia, alla cui base si osserva uno spesso strato coesivo costituito prevalentemente da limo sabbioso e argilloso. Alla profondità di 47 m si osserva uno strato di 1,50 m di spessore di torba.

Nel sondaggio S3, al fine di determinare la permeabilità dei terreni interessati dalla realizzazione del nuovo ponte, sono state eseguite tre prove Lefranc a carico costante, che hanno evidenziato la presenza della falda ad una profondità di 13 m da p.c..

L'area in esame, come accennato in precedenza, presenta una successione stratigrafica omogenea.

Al di sotto del terreno di riporto superficiale, che raggiunge spessore massimo di circa 5,0 m, sono stati individuati tre differenti tipi di terreno: i terreni tipo G1 comprendenti ghiaie con sabbia e limo, ghiaie con sabbia, e ghiaie limose sabbiose, i terreni di tipo G2 costituiti da sabbie con limo e argilla, sabbie limose con ghiaia, sabbie grossolane con ghiaia, ed i terreni di tipo C caratterizzati da limi più o meno sabbiosi e/o ghiaiosi.

6.3 NUOVA CAMPAGNA DI INDAGINE

Per la definizione dell'assetto geologico stratigrafico ed idrogeologico locale risultano particolarmente utili ed indicativi i dati geognostici provenienti dalla campagna di indagini effettuate nell'ambito del progetto per il nuovo ponte di via Livorno, di cui al paragrafo precedente.

Tuttavia si è scelto di effettuare anche alcuni pozzetti di ispezione per caratterizzare in un maggiore dettaglio lo strato più superficiale e più significativo ai fini del presente progetto.

In particolare lo spessore risulta maggiore in corrispondenza del settore centrale (Sondaggi S1 – S6 – S4) e dello spigolo occidentale (Sondaggio S5) dell'area di intervento, mentre risulta minore ai margini settentrionale e meridionale dell'area (Sondaggi S3 e S2), come schematizzato in Tabella 3.

In un unico caso (Sondaggio S6) è stata inoltre riscontrata la presenza di una cavità sotterranea avente altezza di circa 2,70 m fra le profondità 3.30 m e 6.0 m da p.c..

I sopralluoghi in sito hanno inoltre evidenziato che tutta l'Unità A è interessata da ampie e profonde opere strutturali di fondazione in cls armato e opere in sotterraneo, con presenza di cunicoli e cavità, connesse al passato uso industriale del sito.

Unità B – Ghiaia sabbiosa

Al di sotto dei terreni di riporto è presente con uniformità un deposito a granulometria grossolana costituito da ghiaia prevalentemente medio fine con sabbia talora limosa color bruno, al cui interno sono riconoscibili locali livelli di ghiaia grossolana e di ghiaia sabbiosa con ciottoli.

All'interno dei predominanti depositi a granulometria grossolana sono presenti livelli a granulometria più fine costituiti da sabbia medio fine e da limo sabbioso. Tali livelli, riscontrati a quote differenti in tutti i sondaggi, hanno spessore variabile da decimetrico a metrico e geometria lentiforme, risultando sostanzialmente privi di continuità laterale tra i sondaggi realizzati. Nel solo Sondaggio S2 è stata rinvenuta una lente di argilla debolmente siltosa compresa tra 26 m e 28 m circa di profondità.

6.2.2 Indagini nuovo ponte di Via Livorno

Per definire l'assetto geologico locale nell'ambito del progetto per il nuovo ponte sulla Dora Riparia in Via Livorno è stata predisposta ed eseguita una campagna di indagini geognostiche, che è consistita nell'esecuzione di:

- 3 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 50 m dal p.c. (S1, S2, S3);
- 81 prove Standard Penetration Test (SPT) in foro;
- 3 prove di permeabilità Lefranc a carico costante nel sondaggio S3;
- 3 prefori fino alla profondità massima di 24 m dal p.c. per l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche (CPTu);
- prelievo di 4 campioni indisturbati e 10 campioni rimaneggiati per l'esecuzione di prove di laboratorio.

La stratigrafia dei terreni di fondazione è stata definita sulla base dei risultati di tre sondaggi a carotaggio continuo, condotti fino alla profondità massima di 50 m, che hanno evidenziato una successione stratigrafica omogenea sull'intera area.

Il sondaggio S1 ha evidenziato la presenza di uno strato superficiale, pari a circa 3,20 m, costituito da terreno vegetale e materiale di riporto, con prevalenza di ciottoli, ghiaia e sabbia con laterizi e pezzi di ferro e blocchi di cemento.

Al di sotto di questo orizzonte si rinvengono uno strato, di circa 13 m di spessore, costituito da sabbia e ghiaia con piccoli ciottoli e, solo localmente alternanza di sottili livelli di sabbia ghiaiosa limosa e livelli di sabbia e ghiaia.

Successivamente, fino alla profondità di 27,10 m, si incontra uno strato granulare costituito da sabbia, all'interno del quale si rinvengono sottili strati di limo, sabbia limosa, ciottoli e argilla limosa.

S2	21,00	ghiaia con sabbia	R	100
S2	24,00	sabbia con limo	12-14-15	29
S3	3,00	limo	12-15-16	31
S3	6,00	ghiaia con sabbia	R	100
S3	9,00	limo	18-3-2	5
S3	12,00	ghiaia con sabbia	15-22-19	41
S3	15,00	ghiaia con sabbia	9-16-16	32
S3	18,00	ghiaia con sabbia	13-15-26	41
S3	20,00	ghiaia con sabbia	16-22-24	46
S4	9,00	terreno di riporto	2-1-2	3
S4	12,00	ghiaia con sabbia	11-16-17	33
S4	15,00	ghiaia media con sabbia	15-29-42	71
S4	18,00	ghiaia sabbiosa	7-16-18	34
S4	20,00	ghiaia media con sabbia	17-19-23	42
S5	3,00	terreno di riporto	3-3-4	7
S5	6,00	ghiaia sabbiosa	11-10-12	22
S5	9,00	ghiaia media con sabbia	13-9-4	13
S5	12,00	ghiaia e sabbia	5-4-7	11
S5	15,00	ghiaia e sabbia	9-13-16	29
S5	18,00	ghiaia con sabbia	12-15-21	36
S5	20,00	sabbia medio fine	15-15-15	30

I fori dei sondaggi S1 e S3 sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto per il controllo del livello della falda.

I risultati delle indagini hanno evidenziato un assetto litologico omogeneo in tutta l'area di intervento, caratterizzato dalla sovrapposizione di una coltre superficiale di terreni di riporto sui depositi ghiaioso sabbiosi presenti naturalmente in posto.

L'assetto stratigrafico dell'area di indagine risulta dunque costituito (dall'alto verso il basso) da:

- Unità A – terreni di riporto
- Unità B – ghiaia sabbiosa

Unità A - Terreni di riporto

In superficie è presente una coltre di terreni di riporto costituiti generalmente da terreno naturale rimaneggiato prevalentemente ghiaioso sabbioso, con presenza di materiali di riporto contenenti frammenti di laterizi. A questa unità è associato il livello di suolo, costituito da limo sabbioso debolmente argilloso, localmente preservato alla base dei terreni di riporto (Sondaggi S2 – S3) con spessore di alcuni decimetri.

Dalle indagini realizzate risulta che nell'area in esame i terreni di riporto sono omogeneamente distribuiti con spessore variabile tra circa 3 m (Sondaggio S3) e 11 m (Sondaggio S4).

I dati raccolti confermano le indicazioni geologiche generali, individuando facies ghiaioso-sabbiose con ciottoli ad elementi eterometrici e poligenici arrotondati fino alle profondità anzidette, con discontinue lenti sabbiose o sabbioso limose di ridotto spessore, al di sotto di un orizzonte di spessore metrico costituito da terreni di riporto o di suolo vegetale.

A profondità maggiori, al di fuori del raggio di influenza di opere di ingegneria civile di superficie, si segnala il passaggio a facies villafranchiane, ovvero ad alternanze di orizzonti a granulometria grossolana e fine al cui interno sono contenute falde confinate profonde.

6.2 INDAGINI PREGRESSE

6.2.1 Indagini Parrocchia del Santo Volto

Nel mese di marzo 2004, nell'ambito della progettazione per la realizzazione del nuovo Centro Religioso "Parrocchia del Santo Volto", è stata eseguita nell'ambito del sito in esame una campagna di indagine geognostica finalizzata alla ricostruzione dell'assetto litostratigrafico locale ed alla caratterizzazione geotecnica dei materiali relativi all'area di intervento.

La campagna geognostica, posta appena ad ovest del sito oggetto del presente progetto di sistemazione e pertanto utile a definire il quadro geologico stratigrafico locale, è consistita in indagini in situ e prove di laboratorio.

Sono stati eseguiti i seguenti sondaggi geognostici dalla Abrate S.p.A.:

- n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a 30 m di profondità dall'attuale p.c. (S1 e S2);
- n° 3 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a 20 m di profondità dall'attuale p.c. (S3, S4 e S5);
- n° 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino a 15 m di profondità dall'attuale p.c. (S6);
- n° 34 prove SPT in foro di sondaggio, i cui risultati sono riportati nella successiva Tabella.

Sondaggio	Prof. [m]	Litologia	n° colpi	NSPT
S1	3,00	terreno di riporto	3-3-4	7
S1	6,00	terreno di riporto	6-7-7	14
S1	12,00	ghiaia con sabbia	11-11-13	24
S1	15,00	ghiaia con sabbia	10-13-14	27
S1	18,00	ghiaia con sabbia	15-20-30	50
S1	21,00	ghiaia con ciottoli	13-17-22	39
S1	24,00	ghiaia	8-10-15	25
S2	3,00	limo	3-4-4	8
S2	6,00	ghiaia sabbiosa	15-17-27	44
S2	9,00	ghiaia con sabbia	8-12-15	27
S2	12,00	ghiaia con sabbia	10-13-18	31
S2	15,00	sabbia con ghiaia	11-11-13	24
S2	18,00	ghiaia con sabbia	15-25-39	64

3. depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene composti da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili.

La coltre di depositi quaternari corrisponde a depositi fluviali olocenici e, in profondità, pleistocenici, litologicamente corrispondenti a ghiaia con ciottoli arrotondati e poligenici, immersi in una matrice sabbiosa, con subordinate alternanze sabbiose e limoso-sabbiose.

Il primo complesso ghiaioso presenta, al suo interno, orizzonti e livelli ad andamento discontinuo e a vario grado di cementazione; i livelli a maggior cementazione, o livelli conglomeratici, sono caratteristici del sottosuolo di Torino e sono noti in letteratura con il termine di "puddinghe". Il limite inferiore dei depositi fluvioglaciali Rissiani è costituito da un contatto di tipo erosionale, mentre il contatto tra la base del complesso Villafranchiano e i sottostanti depositi Plioceni è di eteropia di facies.

Il materiale costituente il sottosuolo del territorio comunale presenta un fenomeno di cementazione dei depositi fluvioglaciali variabile sia in senso orizzontale, sia lungo la profondità. Tale fenomeno è dovuto alla precipitazione dei carbonati di calcio e magnesio, presenti in soluzione tanto nell'acqua di falda, quanto nell'acqua di infiltrazione meteorica. In particolare, i carbonati presenti in soluzione nella falda superficiale provengono principalmente dalle acque della Dora Riparia (350 - 400 mg/l CaCO_3 disciolto).

Lo spessore nell'area in esame dei depositi fluviali quaternari è dell'ordine di alcune decine di metri.

I sedimenti villafranchiani del substrato, intercettati in profondità dalle perforazioni eseguite per pozzi per acqua, sono costituiti da un'alternanza di livelli di sedimenti a granulometria grossolana (ghiaia e sabbia) ed a granulometria fine (limi ed argille).

Visto l'elevatissimo grado di urbanizzazione pregressa, nell'area i sedimenti più superficiali sono costituiti da terreni di riporto o fortemente rimaneggiati, per uno spessore anche di alcuni metri.

6 ASSETTO STRATIGRAFICO

6.1 INFORMAZIONI BIBLIOGRAFICHE

In base a quanto riportato nella cartografia geologica ufficiale, i terreni naturali presenti nell'area di interesse risultano rappresentati da depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi di età recente, poggianti su facies più antiche (Riss e Mindel), sedimentologicamente all'incirca analoghe, di origine fluvioglaciale, che formano l'unità morfologico-stratigrafica della porzione di pianura su cui è edificata buona parte della città di Torino.

Nell'ambito di tali depositi, sicuramente presenti almeno fino ad una profondità di 50-60 m, vengono segnalati orizzonti conglomeratici più o meno fortemente cementati (puddinghe) che caratterizzano a più livelli il sottosuolo di Torino.

All'interno delle facies grossolane nettamente prevalenti sono segnalati orizzonti casuali e di minore spessore costituiti da facies più fini, cioè sabbiosi, limoso-sabbiosi, fino ad argillosi.

L'assetto stratigrafico locale, di maggiore interesse ai fini edificatori del presente progetto, è stato ricostruito mediante l'analisi della documentazione geologica allegata a due progetti pregressi, ed attraverso la consultazione delle stratigrafie disponibili sul web del sito ARPA - Geotecnica e delle schede contenute negli studi di PRGC.

un'unità morfologicostratigrafica delimitata ad est dall'alveo del Fiume Po e dai rilievi della collina di Torino, e suddivisa in due settori dall'alveo della Dora Riparia, orientato all'incirca est-ovest, attraverso orli di scarpata intensamente rimodellati ad opera dell'urbanizzazione.

Pertanto dal punto di vista geomorfologico il sito in esame ricade all'interno di una fascia alluvionale di recente modellamento fluviale, posta ad una quota media di circa 238 metri s.l.m., ricadente all'interno del grande apparato di paleoconoide fluvioglaciale della Dora Riparia.

Tale apparato di paleoconoide corrisponde ad una struttura costituita dall'incastro di apparati fluvioglaciali e fluviali di età diversa, con i depositi più antichi, corrispondenti al fluvio-glaciale Mindel-Riss, a costituire le superfici più elevate in quota, ed i più recenti corrispondenti ai sedimenti alluvionali attuali o recenti dei corsi d'acqua.

Più a monte, la Dora scorre in un'ampia fascia alluvionale all'altezza del Parco della Pellerina, ad ovest del settore di intervento, decisamente ribassata rispetto alla superficie rissiana delimitata dalle scarpate che la delimitano in sinistra (Parco delle Vallette) ed in destra (Via Servais).

Ancor più verso monte, tale piana alluvionale attuale o recente si restringe decisamente all'altezza di Collegno, dove il corso d'acqua diventa progressivamente più incassato nell'unità morfologicostratigrafica più antica.

A valle del Parco della Pellerina la Dora compie dapprima una serie di anse meandriche, ormai completamente fissate dall'urbanizzazione, per poi svilupparsi in modo subrettilineo attraversando dapprima l'ex area industriale, oggetto del presente progetto, e successivamente una delle porzioni più antiche del concentrico torinese (Borgo Dora).

In corrispondenza dell'ex area industriale, ormai quasi completamente smantellata, l'alveo della Dora risulta scoperto all'altezza dell'area Mortara, ma ancora coperto all'altezza dell'area Valdocco interessata dal presente progetto.

Sulla base dei dati di carattere bibliografico, così come degli stessi studi geologici ed idraulici di PRGC, il sito di intervento appare situato in un settore naturalmente potenzialmente vulnerabile nei confronti di problematiche connesse ad interferenze con eventi di piena della Dora.

Per gli aspetti legati alle problematiche idrauliche, evidenziate dalle verifiche di PRGC redatte dal Prof. V. Anselmo, che ha individuato per queste aree una Classe di Pericolosità IIIb2a, si rimanda integralmente agli specifici studi di approfondimento idraulico allegati al presente progetto.

La sicurezza dell'area risulta pertanto connessa agli interventi di regimazione idraulica esistenti ed alla corretta manutenzione dell'alveo.

5 CARATTERI GEOLOGICI

Sotto l'aspetto geologico l'area è caratterizzata dalla sovrapposizione di una coltre di depositi quaternari continentali su di un substrato di sedimenti villafranchiani fluvio-lacustri o di transizione ai sottostanti sedimenti di origine marina, posti questi ultimi a profondità elevate.

La parte più superficiale del sottosuolo nel territorio comunale di Torino può essere suddivisa, dal punto di vista litologico, come di seguito riportato:

1. depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani (Quaternario), principalmente composti da ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice sabbioso - limosa;
2. depositi lacustri e fluviolacustri riferibili al Villafranchiano (Pleistocene Inferiore - Pliocene Superiore) composti da limi argillosi e livelli sabbioso ghiaiosi;

3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

3.1 LOTTO VALDOCCO B

Il progetto del nuovo parco Dora "Spina 3", relativamente al lotto Valdocco B, prevede una serie in interventi strutturali di nuova realizzazione. In particolare gli interventi possono essere così suddivisi.

gabbionate di contenimento

Analogamente la punto precedente, la nuova configurazione dell'area del parco rende necessario realizzare dei contenimento del terreno mediante gabbionate, con una altezza massima di 100 cm. Tale gabbionate hanno sezione costante di larghezza 50 cm, sono appoggiate su un getto in magrone e disposte verticali. Sono inoltre presenti delle gabbionate totem, di altezza massima di 400 cm senza spinta del terreno. Tali gabbionate hanno sezione costante di larghezza 100 cm.

rialzo sponda sinistra della Dora

La nuova sistemazione del parco prevede il rialzo della quota di terreno a ridosso della sponda destra della Dora. Tale esigenza comporta il prolungamento dell'attuale sponda esistente in c.a. con un nuovo muretto in c.a. di spessore 25 cm ed altezza variabile da 20 a 80 cm, opportunamente tassellato alle strutture sottostanti esistenti.

Panca felice

Nel parco è presente un arredo costituito da elementi modulari di calcestruzzo di sezione costante 34x48 cm e lunghezza variabile disposti a delimitare un quadrato con funzione di panca. Tali elementi, realizzati in c.a., sono direttamente appoggiati su un getto di pulizia in magrone.

4 CARATTERI GEOMORFOLOGICI

Per la redazione del presente paragrafo si è fatto ricorso, oltre ad osservazioni ed indagini dirette di terreno ed all'analisi di fotografie aeree, al seguente materiale bibliografico:

- Carta geologica d'Italia in scala 1:100.000, e relative Note Illustrative;
- Estratti geologici della Variante n. 100 di PRGC;
- Variante PAI della Dora Riparia
- Banca Dati ARPA Piemonte.
- Campagna di indagini svolte nell'ambito del progetto per la realizzazione del nuovo Centro Religioso "Parrocchia del Santo Volto"

L'area di interesse (evidenziata con un cerchio rosso nelle planimetrie allegate) risulta posizionata all'interno della fascia pianeggiante costituita da depositi alluvionali recenti della Dora Riparia.

Tale fascia di modellamento più recente appare compresa all'interno della superficie di origine fluvio-glaciale di età rissiana su cui è edificata buona parte della città di Torino, costituente

1 PREMESSA

Nell'ambito della realizzazione del nuovo Parco Dora "Spina 3", Lotto Valdocco B sponda sinistra, viene prodotta la seguente relazione geologica e geotecnica al fine di ottemperare agli obblighi di legge imposti dal D. M. 11 marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

Dal punto di vista della compatibilità con gli strumenti di pianificazione geologica, negli Studi Geologici della Variante n°100 di PRGC del Comune di Torino – progetto preliminare – di recente adozione ma non ancora approvati dalla Regione Piemonte, il sito ricade nella Classe IIIb2a di pericolosità geomorfologica e di idoneità all'utilizzazione urbanistica.

Si tratta pertanto di un'area storicamente interessata da problematiche di carattere idraulico, e per la quale le verifiche idrauliche di PRGC individuano ancora una pericolosità geomorfologica intrinseca elevata: di qui la Classe III.

Nelle pagine che seguono si descrivono:

- Le caratteristiche geologiche del settore in oggetto, focalizzando l'interesse sugli aspetti legati all'assetto geologico-geomorfologico locale e sulla caratterizzazione litostratigrafica ed idrogeologica dei litotipi presenti nel sottosuolo;
- La caratterizzazione geotecnica, con particolare riferimento alle problematiche legate ai terreni di fondazione ed all'analisi del loro comportamento in relazione alle sollecitazioni indotte, con verifiche di capacità portante e la stima dei cedimenti indotti dall'applicazione dei nuovi carichi in fondazione.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il sito, evidenziato nei vari stralci di planimetria riportati negli allegati a fine testo, è situato all'interno del concentrico di Torino, in un'area già antropizzata in passato sede di importanti complessi industriali, ora dimessi e smantellati.

Il settore di intervento appare localizzato in corrispondenza di un'area pianeggiante posta nelle immediate adiacenze dell'alveo della Dora Riparia.

Il settore in oggetto appare geomorfologicamente tuttora connesso ai processi di dinamica idraulica (vedi i vari stralci cartografici riportati negli allegati: stralcio di planimetria CTR in scala 1:10.000; Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 Foglio 56 Torino; Banca Dati CSI – ARPA Piemonte; stralci della Carta geomorfologia e di Sintesi degli studi geologici della Variante 100 di PRGC; Variante al PAI), per cui il sito appare situato all'interno del possibile raggio di influenza nei confronti di fenomeni di dinamica fluviale per eventi con piene di riferimento.

La superficie pianeggiante su cui è posto il sito di intervento, che è stata oggetto di intenso rimodellamento antropico, appare situata ad una quota di circa 238 m s.l.m.

