

POLITECNICO DI MILANO

**I Facoltà di Ingegneria
Corso di Laurea in Ingegneria Civile**



**FONDAZIONI SUPERFICIALI IN PICCOLA SCALA SU
CALCARENITE:
PROVE SPERIMENTALI**

ANNO ACCADEMICO 2010/2011

Relatore: Prof. Ing. C. Di Prisco

Tesi di Laurea di:

Gioia Salvatore

711570

Il presente lavoro di tesi vuole riassumere i risultati di test eseguiti con modelli di fondazione in piccola scala su campioni di calcarenite prelevati nel comune di Canosa (BA)

il dispositivo di prova usato è lo stesso progettato dal Dott. Parma (2009) per l'esecuzione di test su Calcarenite di Gravina.

Sono state eseguite diverse prove sia usando gli stessi campioni usati dal Dott. Parma, che sui nuovi campioni prelevati in sito. I test hanno mostrato una buona ripetibilità della prova, con un evidente percorso bilineare tipico della curva di carico su materiali cementati ad elevata porosità. Si è osservato che un cambiamento della rigidità si verifica come conseguenza del collasso della sabbia leggermente cementata. In particolare si è osservato che i campioni prelevati a Canosa mostrano una resistenza nettamente inferiore rispetto a quelli prelevati a Gravina.

Questi test rivelano inoltre che il meccanismo di rottura è quello a punzonamento, ed è delimitato in una piccola regione al di sotto della zona caricata. Ulteriori test mostrano che la presenza d'acqua nel campione riduce ulteriormente la resistenza.

INDICE

- 1.Introduzione.....	11
- 2.Individuazione dell'area.....	13
2.1.Edificio in via Bovio.....	15
2.2.Edificio in via Friuli.....	23
2.3.Edificio in via Primo Maggio.....	33
2.4.Edificio in via Manzoni.....	36
- 3.Inquadramento geologico generale.....	41
- 4.Comportamento meccanico delle calcareniti.....	44
4.1.Compressione isotropa.....	45
4.2.Compressione monodimensionale.....	47
4.3.Comportamento al taglio.....	49
- 5.Caratterizzazione del materiale.....	55
- 6.Effetto scala e analisi preliminare a elementi finiti.....	60
- 7.Apparecchiatura di prova.....	67
- 8.Calibrazione.....	71
- 9.Modalità di preparazione del provino.....	77
- 10.Prove preliminari.....	86
- 11.Risultati Sperimentali.....	98
11.1.campioni CCL.....	101
11.2.campioni CCP-W-01/02/03.....	106
11.3.campioni CCP-04/05.....	113
- 12.Conclusioni.....	118
- 13.Bibliografia.....	119

INDICE DELLE ILLUSTRAZIONI

FIG. (1) – stralcio della carta idrogeomorfologica del comune di Canosa (BA) (Losito, 2010).....	14
FIG. (2) – individuazione dell’immobile, della cavità e dell’area di prelievo dei campioni in via Bovio (Di Bari, 2010).....	15
FIG. (3) – individuazione delle cavità rilevate in via Bovio (Di Bari, 2010).....	16
FIG. (4) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010).....	18
FIG. (5) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010).....	18
FIG. (6) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010).....	19
FIG. (7) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010).....	19
FIG. (8) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010).....	20
FIG. (9) – CONTATTO VISIVO CAVITÀ - EDIFICIO (Di Bari, 2010).....	21
FIG. (10) – CONTATTO VISIVO CAVITÀ - EDIFICIO (Di Bari, 2010).....	21
FIG. (11) – OPERAZIONI DI CAROTAGGIO (Di Bari, 2010).....	22
FIG. (12) – OPERAZIONI DI CAROTAGGIO (Di Bari, 2010).....	22
FIG. (13) – individuazione area in via Friuli (Losito, 2010).....	24
FIG. (14) – individuazione edificio in via Friuli (Losito, 2010).....	24
FIG. (15) – sezione edificio in via Friuli (Losito, 2010).....	25
FIG. (16) – individuazione edificio rispetto alla cavità (Losito, 2010).....	25
FIG. (17) – INGRESSO DEL PRIMO LIVELLO (Losito, 2010).....	27
FIG. (18) – PALO INCAMICIATO – LIVELLO I (Losito, 2010).....	28
FIG. (19) – PALO INCAMICIATO CON VEDUTA PANORAMICA DELLA VOLTA (Losito, 2010).....	28
FIG. (20) – OPERAZIONI DI CAROTAGGIO (Losito, 2010).....	29
FIG. (21) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)	30
FIG. (22) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010).....	30
FIG. (23) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)	31
FIG. (24) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)	31
FIG. (25) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)	32
FIG. (26) – pianta delle fondazioni dell’edificio (Castellanza, 2010)	33
FIG. (27) – sezione dell’edificio esistente, in rosso la cavità interessata (Castellanza, 2010).....	34
FIG. (28) – schematizzazione della cavità e dei pali di fondazione dell’edificio (Castellanza, 2010).....	35
FIG. (29) – individuazione della cavità e dell’edificio (Castellanza, 2010).....	37
FIG. (30) – sezioni cavità (Castellanza, 2010).....	38
FIG. (31) – prelievo dei campioni (Castellanza, 2010)	38
FIG. (32) – prelievo dei campioni (Castellanza, 2010)	39
FIG. (33) – prelievo dei campioni (Castellanza, 2010)	39

FIG. (34) – prelievo dei campioni (Castellanza, 2010)	40
FIG. (35) – stralcio della carta idrogeomorfologica del comune di Canosa (BA) (Losito, 2010).....	41
FIG. (36) – composizione microscopica della calcarenite (Castellanza et al - 2009).....	55
FIG. (37) – composizione microscopica della calcarenite (Castellanza et al - 2009).....	61
FIG. (38) – (a) Evoluzione della superficie di rottura. (b) risultati di un'analisi preliminare FEM (c) evoluzione di pm dopo 2 cm di punzonamento verticale (Castellanza et al - 2009).....	63
FIG. (39) – Apparecchiatura di prova (Castellanza et al - 2009).....	69
FIG. (40) – calibrazione della cella di carico	71
FIG. (41) – micrometro per la calibrazione del trasduttore di spostamento.....	73
FIG. (42) – a) carotaggio del campione b) campione carotato (Castellanza et al - 2009)	77
FIG. (43) – cassero metallico.....	78
FIG. (44) – sagomatura superficiale del provino.....	79
FIG. (45) – posa del modello di fondazione	80
FIG. (46) – saturazione del campione.....	81
FIG. (47) – cassero in acciaio e preparazione del fondo con malta.....	82
FIG. (48) – posa del campione nel cassero	82
FIG. (49) – posa del campione nel cassero.....	83
FIG. (50) – sigillatura con cemento a presa rapida.....	83
FIG. (51) – profilatura del campione.....	84
FIG. (52) – provino pronto per l'esecuzione della prova.....	84
FIG. (53) – posa del modello di fondazione	85
FIG. (54) – posa del campione sulla macchina di prova.....	85
FIG. (55) – campione dopo l'esecuzione della prova	90
FIG. (56) – meccanismo di rottura superficiale nel caso secco	90
FIG. (57) – esecuzione della prima prova satura.....	92
FIG. (58) – particolare fondazione inclinata	92
FIG. (59) – campione dopo l'esecuzione della prima prova	93
FIG. (60) – meccanismo di rottura superficiale nel caso saturo.....	93
FIG. (61) – esecuzione della seconda prova: si è posta particolare attenzione alla perfetta orizzontalità del modello di fondazione	94
FIG. (62) – esecuzione della seconda prova satura.....	94
FIG. (63) – campione al termine della seconda prova.....	95
FIG. (64) – meccanismo di rottura superficiale nel caso saturo.....	95
FIG. (65) – bulbo di rottura.....	97
FIG. (66) – campione CCL-W-01-60	102
FIG. (67) – preparazione del campione CCL-W-01-60	102
FIG. (68) – esecuzione della prova sul campione CCL-W-01-60.....	103
FIG. (69) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCL-W-01-60.....	103
FIG. (70) – esecuzione della prova sul campione CCL-W-02-60.....	104

FIG. (71) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCL-W-02-60.....	105
FIG. (72) – bulbo di rottura del campione CCL-W-02-60.....	105
FIG. (73) – Campione CCP-W-01-60 con evidenziata la zona maggiormente porosa.....	107
FIG. (74) – Esecuzione della prova sul campione CCP-W-01-60.....	108
FIG. (75) – zona maggiormente porosa nel campione CCP-W-01-60.....	108
FIG. (76) – esecuzione della prova sul campione CCP-W-02-60.....	110
FIG. (77) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCP-W-02-60.....	110
FIG. (78) – esecuzione della prova sul campione CCP-W-03-28.....	111
FIG. (79) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCP-W-03-28.....	112
FIG. (80) – esecuzione della prova sul campione CCP-W-05-60.....	114
FIG. (81) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCP-W-05-60.....	114
FIG. (82) – esecuzione della prova sul campione CCP-D-04-60.....	115
FIG. (83) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCP-D-04-60.....	116
FIG. (84) – bulbo di rottura del campione CCP-D-04-60.....	116
FIG. (85) – bulbo di rottura del campione CCP-D-04-60.....	117

INDICE DEI GRAFICI

GRAF. (1) – prova di compressione isotropa (Lagioia 1996).....	45
GRAF. (2) – prova di compressione edometrica (Lagioia 1996).....	47
GRAF. (3) – percorso di carico in termini di s'_r e s'_a (Lagioia 1996)	48
GRAF. (4) – prova di compressione triassiale drenata con bassa pressione di confinamento ($s_3=25kPa$) (Lagioia 1996).....	49
GRAF. (5) – prova di compressione triassiale drenata con bassa pressione di confinamento ($s_3=200kPa$) (Lagioia 1996).....	51
GRAF. (6) – prova di compressione triassiale drenata con alta pressione di confinamento ($s_3=1100kPa$) (Lagioia 1996).....	52
GRAF. (7) – prova di compressione triassiale drenata con pressione di confinamento superiore al limite di snervamento ($s_3=3500kPa$) (Lagioia 1996).....	54
GRAF. (8) – prova di compressione monoassiale su campioni secchi	56
GRAF. (9) – prova di compressione monoassiale su campioni saturi.....	57
GRAF. (10) – punti di rottura nelle prove monoassiali, triassiale, e brasiliani in calcarenite secca (Castellanza et al - 2009).....	58
GRAF. (11) – (a) Curva spostamento – carico verticale (b) evoluzione del rapporto tra sforzo radiale/pressione media sulla superficie in punti diversi, situato al bordo laterale (Castellanza et al - 2009).....	65
GRAF. (12) – calibrazione cella di carico.....	72
GRAF. (13) – calibrazione trasduttore di spostamento.....	74
GRAF. (14) – test condotti a diverse velocità (Castellanza et al - 2009).....	87
GRAF. (15) – risultati sperimentali nel caso secco.....	88
GRAF. (16) – risultati sperimentali nel caso saturo	91
GRAF. (17) – confronto risultati sperimentali.....	96
GRAF. (18) – risultati sperimentali su campioni di Canosa (BA)	99
GRAF. (19) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni di Gravina (CGP) e su quelli di Canosa (CCL, CCP)	100
GRAF. (20) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni CCL.....	101
GRAF. (21) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni CCP 01/02/03.....	106
GRAF. (22) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni CCP 02/03 al variare del diametro della fondazione.....	109
GRAF. (23) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni CCP 04/05 nel caso secco e saturo	113

INDICE DELLE TABELLE

TAB. (1) – proprietà geotecniche del materiale.....	56
TAB. (2) – calibrazione cella di carico	72
TAB. (3) – calibrazione trasduttore di spostamento.....	76
TAB. (4) – campioni utilizzati.....	98

1.INTRODUZIONE

La capacità portante di una fondazione è di solito valutata usando la teoria dell'analisi limite di Terzaghi, che si basa sull'assunzione che il più generale meccanismo di rottura avvenga in un materiale rigido perfettamente plastico. Recentemente questo approccio è stato modificato perché esistono alcuni materiali che esibiscono un meccanismo di rottura a punzonamento che non può essere descritto usando la teoria classica dell'analisi limite. Un approccio innovativo che è stato introdotto è quello del "macroelemento", dove il comportamento della fondazione è descritto da una relazione costitutiva tra carichi esterni applicati e variabili cinematiche misurate, così che i risultati possono essere direttamente ottenuti dall'analisi numerica. (Nova e Montrasio, 1991).

Le applicazioni più comuni riguardano la modellazione del comportamento di fondazioni superficiali su terreni sciolti, mentre per terreni debolmente cementati non si hanno ancora molti risultati. In particolare, in letteratura vi sono pochi casi di studio riguardanti la capacità portante di fondazioni su rocce tenere. Alcuni studi sono stati eseguiti da Yeoh (1996), Pan (1999), Castellanza, Parma e altri (2008). Yeoh eseguì prove in piccola scala di una fondazione sottoposta a carico centrato e poggiante su sabbia cementata artificialmente, mentre Pan estese questo lavoro al caso di fondazioni sottoposte a carico eccentrico. Gli autori usarono sabbia ottenuta da un sito nel nord est dell'Australia, miscelata con il 20% di cemento e il 43% di acqua distillata.

Il campione di 250mm di diametro e 175mm di altezza era contenuto in una membrana di lattice che permetteva di applicare un confinamento isotropo all'interno di un cilindro, mentre il modello di fondazione era costituito da una base circolare in metallo di 50mm di diametro. Questa configurazione è stata usata per eseguire prove a carico centrato sui provini precedentemente descritti.

Con una configurazione simile Pan eseguì prove di carico eccentrico su modelli di fondazione circolare di diametro 25mm sotto tre differenti pressioni (0, 25, 50 kPa) e inclinazioni di carico (0,10,20,30°).

Dalle prove eseguite da Yeoh e Pan si evince che la massima capacità di carico si ha nel caso di carico centrato, e diminuisce all'aumentare dell'angolo di inclinazione della verticale.

Nello studio eseguito da Castellanza e Parma (2009), si sono eseguite prove di carico centrato ed eccentrico su un modello di fondazione poggiante su un campione di calcarenite di Gravina, dove si è riscontrato un comportamento bilineare. Dopo il raggiungimento della resistenza di picco il materiale perde rigidità e si ha un meccanismo di rottura a punzonamento. Inoltre il comportamento è influenzato notevolmente dalla presenza d'acqua, nonché dall'eccentricità del carico.

Nel seguito verranno presentati i risultati sperimentali ottenuti da prove di carico eseguiti su campioni di calcarenite prelevati da siti nel comune di Canosa di Puglia (BA), le modalità di preparazione dei provini, di esecuzione delle prove e di interpretazione dei risultati. Lo scopo del lavoro è quello di verificare la capacità portante della calcarenite sottoposta a carico trasmesso dal palo di fondazione, e si vuole capire se il materiale resiste al carico di punta trasmesso.

2.INDIVIDUAZIONE DELL'AREA

Il lavoro di seguito esposto riguarda l'analisi di stabilità delle gallerie artificiali sotterranee su cui sono stati costruiti edifici o se ne prevede la costruzione. Una soluzione molto onerosa in passato era quella di procedere al riempimento delle cavità. Con il presente lavoro si vuole verificare se l'utilizzo di pali in C.A. che attraversano la cavità siano in grado di svolgere la stessa funzione a costi notevolmente inferiori.

Il comune di Canosa, come del resto avviene nella maggior parte del territorio pugliese, è ricco di gallerie artificiali e cunicoli sotterranei, che a seconda della tipologia hanno profondità da epidermica sino a svariate decine di metri. Queste erano utilizzate in un primo momento come tufare e successivamente come frantoi, cantine, depositi e piscine di olio. Di seguito si allega uno stralcio della carta geomorfologica del comune di Canosa tratta dalla relazione geologica a firma del Dott. Riccardo Losito.

STRALCIO DALLA CARTA IDROGEOMORFOLOGICA

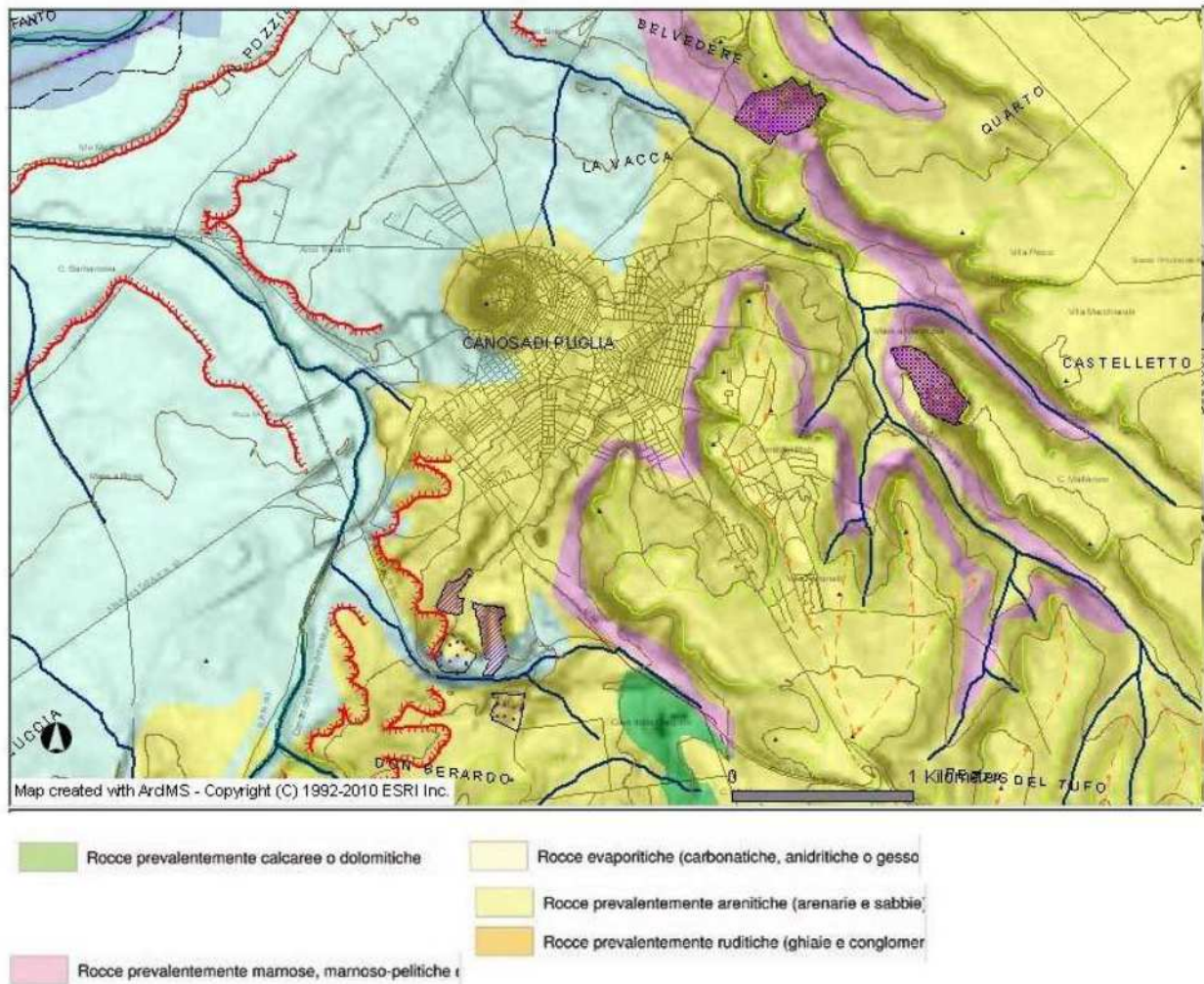


FIG. (1) – stralcio della carta idrogeomorfologica del comune di Canosa (BA) (Losito, 2010)

Di seguito si illustrano due esempi di problemi tipici che si possono incontrare

2.1. EDIFICIO IN VIA BOVIO

Il primo esempio riguarda un immobile interessato dal progetto di cambio di destinazione d'uso sito in Canosa in via Bovio nn. 64 e 66. L'edificio è esistente ed è stato costruito sopra una cavità.

Dall'immagine seguente, tratta dalla relazione geologica eseguita dalla Dott.ssa Lucrezia Di Bari, è evidenziata la sagoma dell'edificio, la sagoma della cavità e l'area di prelievo dei campioni.

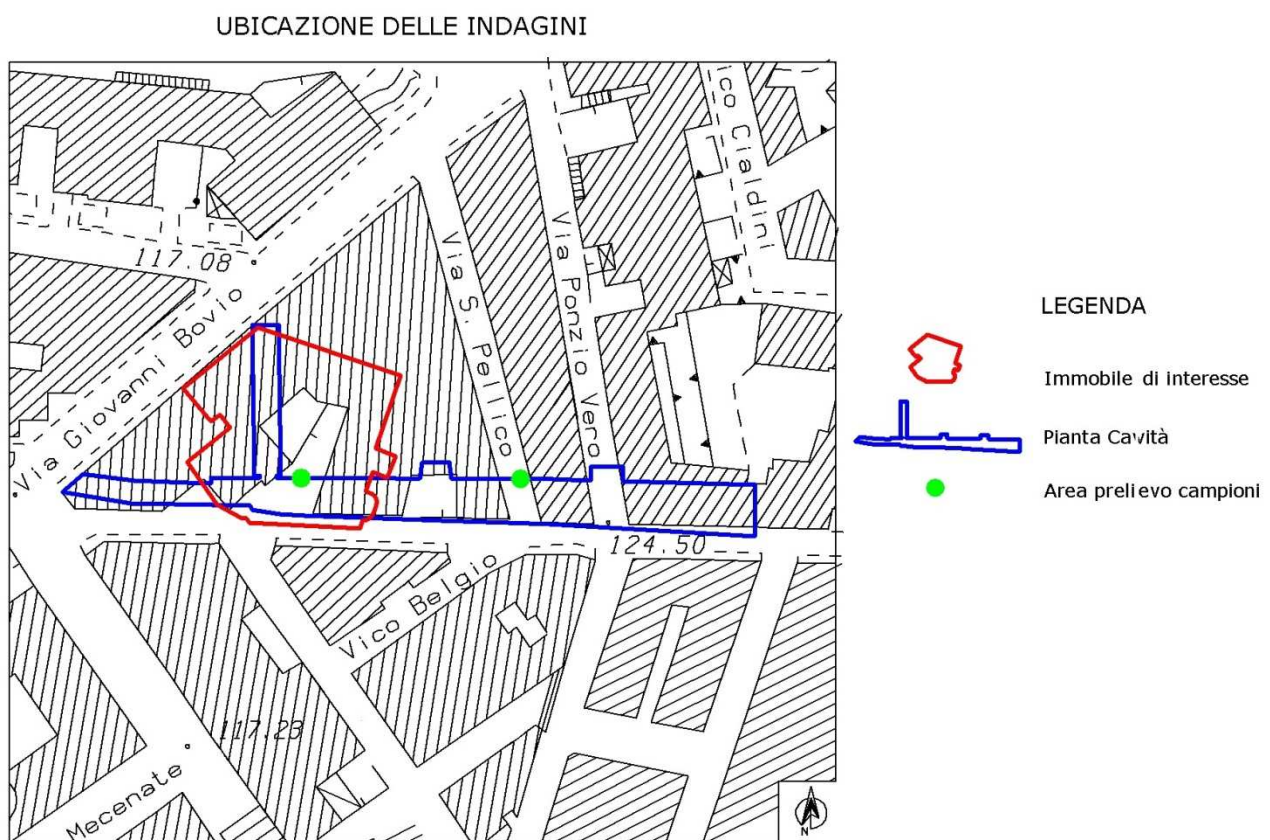


FIG. (2) – individuazione dell'immobile, della cavità e dell'area di prelievo dei campioni in via Bovio (DI Bari, 2010)

Sempre dalla relazione geologica, la Dott.ssa Di Bari ha evidenziato che l'area è caratterizzata dalla presenza, in alcuni punti anche in affioramento, di calcareniti conosciute in letteratura come Calcareniti di Gravina. Sono localmente denominate "tufi" in quanto sono piuttosto compatte e vengono utilizzate per l'estrazione di conci impiegati nell'edilizia.

Il banco di tufo nell'abitato può arrivare ad una profondità anche di 30 m dal piano stradale.

La cavità in oggetto ha accesso da via Bovio dal civico 54. È accessibile ed utilizzata in parte dai proprietari come garage condominiale.

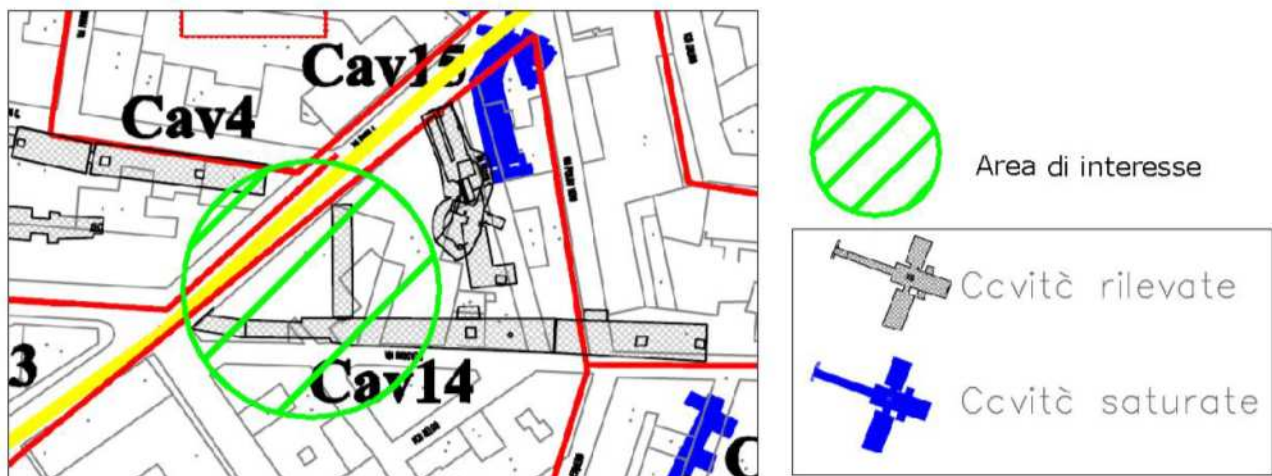


FIG. (3) – individuazione delle cavità rilevate in via Bovio (Di Bari, 2010)

La cavità a sezione trapezoidale si sviluppa su di un unico livello. È composta da un corridoio principale parallelo a via Roosevelt e da un corridoio di estensione minore trasversale a quello principale.

Durante i vari sopralluoghi all'interno della cavità è stato eseguito un rilievo geologico tecnico, da parte del geologo, finalizzato anch'esso alla ricostruzione della stratigrafia dell'area di studio.

Sono stati ispezionati i lucernari della cavità. Alcuni lucernari si sviluppano dal tetto della cavità sotterranea al piano stradale, altri dal tetto della cavità al piano fondazione dell'immobile soprastante. Infatti, alcuni lucernari risultano chiusi dalla sovrastante costruzione. La ventilazione degli ambienti è resa possibile dai lucernari ancora aperti e dal cancello di accesso alla cavità, che essendo utilizzata come garage, è spesso aperto. Viste le loro dimensioni, i lucernari, in passato, erano adibiti sia alla ventilazione che utilizzati per il trasporto all'esterno dei conci di tufo. Questo utilizzo spiegherebbe la gradonatura rinvenuta in alcuni lucernari.

Dall'esame visivo delle pareti di tutti i lucernari e delle pareti della cavità la Dott.ssa Di Bari evidenzia la presenza nel sottosuolo dell'immobile di interesse di calcarenite che è possibile seguire anche dalla quota delle fondazioni dell'immobile a quella di calpestio della cavità. La stratigrafia così come sopradescritta è confermata dalle colonne stratigrafiche derivanti dalle indagini dirette seguite dalla Dottoressa in aree adiacenti a quella di interesse e spinte sino a profondità di circa 20.00 m dal piano stradale. A seguito delle indagini condotte, risulta che la stratigrafia dell'area di interesse è caratterizzata dalla presenza della Calcarenite di Gravina che si intercetta dalla quota del piano stradale sino a circa 20.00 m di profondità dal piano stradale.

Sono stati prelevati dalla cavità esaminata, per la caratterizzazione geomeccanica, alcuni campioni di calcarenite.

Si allega di seguito il rilievo fotografico eseguito dalla Dott.ssa Di Bari.



FIG. (4) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010)



FIG. (5) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010)



FIG. (6) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010)



FIG. (7) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010)



FIG. (8) – ISPEZIONE DEI LUCERNARI DAL BASSO (Di Bari, 2010)



FIG. (9) – CONTATTO VISIVO CAVITÀ - EDIFICIO (Di Bari, 2010)



FIG. (10) – CONTATTO VISIVO CAVITÀ - EDIFICIO (Di Bari, 2010)

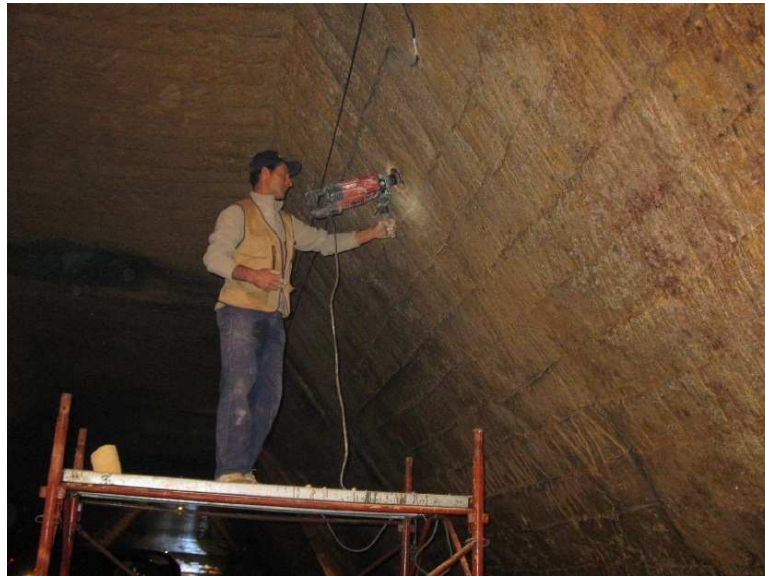


FIG. (11) – OPERAZIONI DI CAROTAGGIO (Di Bari, 2010)



FIG. (12) – OPERAZIONI DI CAROTAGGIO (Di Bari, 2010)

2.2.EDIFICIO IN VIA FRIULI

Un altro esempio riguarda un'immobile il progetto di finitura di una fabbricato esistente allo stato rustico sito a Canosa in via Friuli. L'immobile è costituito da piano terra, primo e secondo piano, ed è interessato da un progetto di completamento e di messa a norma. Dalla relazione geotecnica stilata dal Dott. Riccardo Losito, si riscontra che anche in questo caso il sito d'interesse ricade in zona PG3 a "pericolosità geomorfologica molto elevata", per la presenza di cavità sotterranee.

A seguito del sopralluogo effettuato in via Friuli da parte del geologo, è stata accertata l'effettiva presenza nel sottosuolo, di un sistema ipogeo molto articolato scavato nella calcarenite (tufo) e di proprietà di terzi. Si è proceduto a rilevare lo stato di conservazione dell'ammasso tufaceo cercando di mettere in evidenza l'eventuale presenza di stati fessurativi, fratture faglie, fenomeni di erosione regressiva in atto, eventuale presenza di percolazioni di acqua.

La cartografia ufficiale riporta in questa zona la presenza in affioramento delle "Calcareniti di Gravina". Dal punto di vista geomorfologico, l'area d'interesse si colloca sul versante idrografico destro dell'Ofanto, ad una quota intorno a 130 m s.l.m. Le pendenze del versante sono intorno al 5-7% e l'area si presenta quasi completamente urbanizzata.



FIG. (13) – individuazione area in via Friuli (Losito, 2010)



FIG. (14) – individuazione edificio in via Friuli (Losito, 2010)

Dalla sezione seguente si evidenzia la posizione dell'edificio rispetto alle cavità

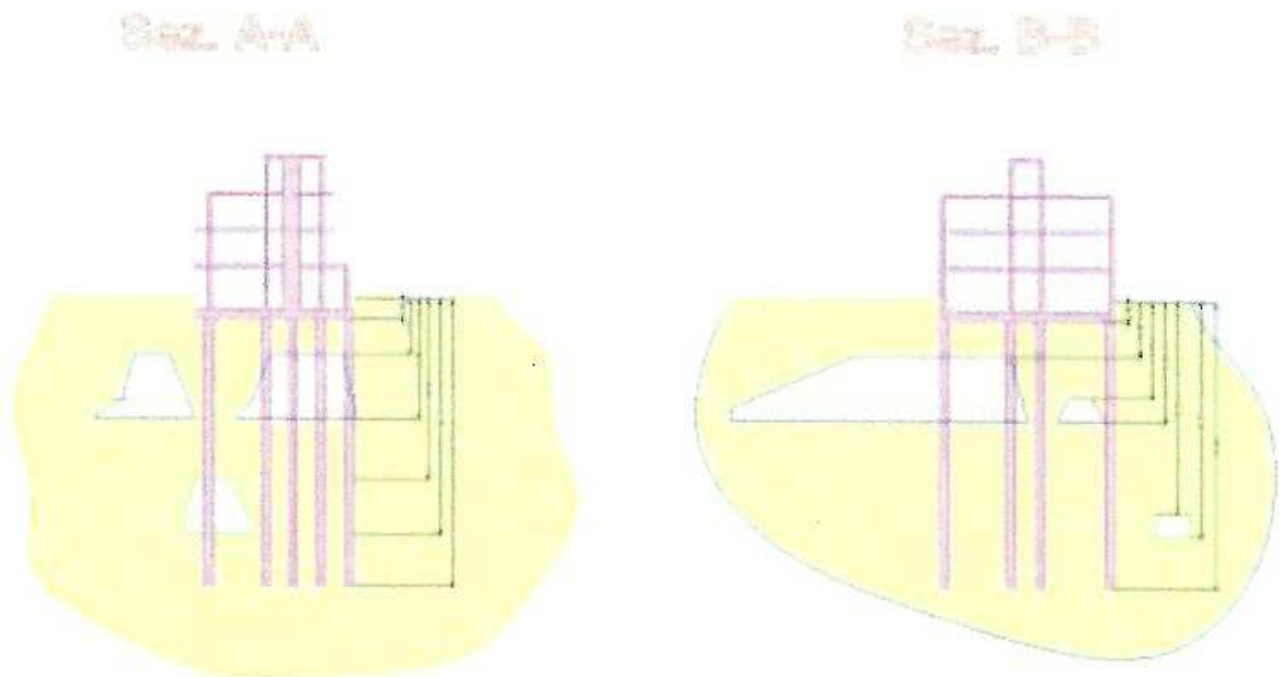


FIG. (15) –sezione edificio in via Friuli (Losito, 2010)



FIG. (16) –individuazione edificio rispetto alla cavità (Losito, 2010)

L'area oggetto di studio ricade in zona a pericolosità geomorfologica molto elevata (PG3), per la presenza al di sotto del sito d'interesse di due livelli di cavità antropiche a sviluppo orizzontale molto articolate; la sagoma del fabbricato è interessata solo in parte (non più del 50 %)

Il fabbricato oggetto dell'intervento è costituito da un piano terra, primo e secondo piano ed è dotato di una struttura fondale del tipo "reticolo di travi rovesce su pali". I pali hanno una lunghezza di 24 m a partire dalla quota del piano di sedime, sono incamiciati per tutta la lunghezza del fusto e si attestano circa 4.5 m sotto il piano di calpestio del sistema profondo. Alcuni di questi attraversano il primo livello e sono stati osservati nel corso del rilievo strutturale eseguito dal Dott. Losito.

Come si evince dalle foto e dalle figure allegate, si tratta di un sistema complesso di gallerie poste su due livelli distinti posti a diverse profondità. Quello superficiale (Livello I), con l'intradosso delle volte posto a -4.55 m dal piano di strada di Via Friuli e quello profondo (Livello II), con l'intradosso delle volte posto a - 15 m dal piano di strada di via Friuli.

Le gallerie hanno un'ampiezza mediamente di 5 m e mai superiore a 7.5 m con altezza di circa 5 m (distanza tra il piano di calpestio e l'intradosso). Le volte hanno una sezione di forma trapezoidale. Al livello I sono visibili dei lucernari che mettono in comunicazione la cavità con l'ambiente esterno.

Lo studio strutturale ha permesso di escludere:

- la presenza di uno stato fessurativo;
- segni di distacchi dalle volte che possano far pensare a processi di erosione regressiva
- Segni di stress di taglio in corrispondenza dell'attacco delle pareti o dei pilastri naturali, alle volte.
- la presenza di venute di acqua.



FIG. (17) – INGRESSO DEL PRIMO LIVELLO (Losito, 2010)



FIG. (18) – PALO INCAMICIATO – LIVELLO I (Losito, 2010)



FIG. (19) – PALO INCAMICIATO CON VEDUTA PANORAMICA DELLA VOLTA (Losito, 2010)



FIG. (20) – OPERAZIONI DI CAROTAGGIO (Losito, 2010)

Di seguito si allega il rilievo 3D delle cavità.

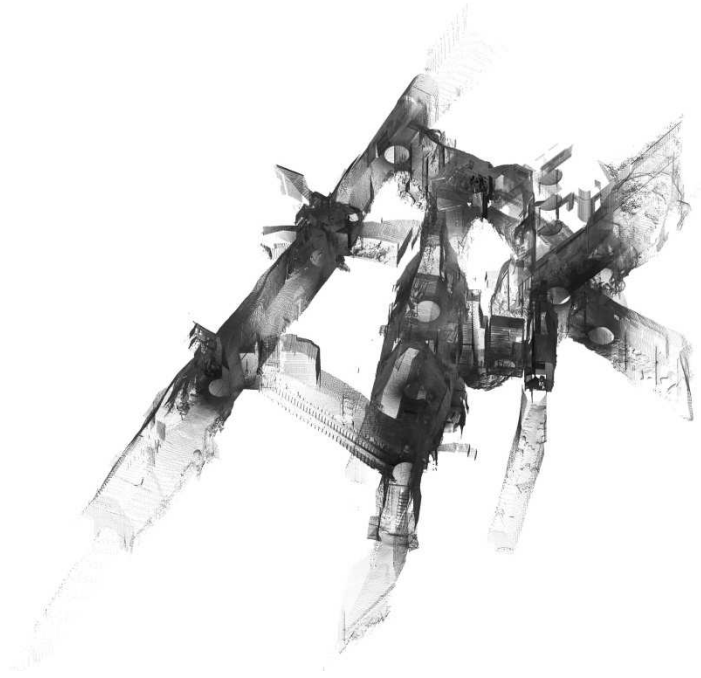


FIG. (21) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)

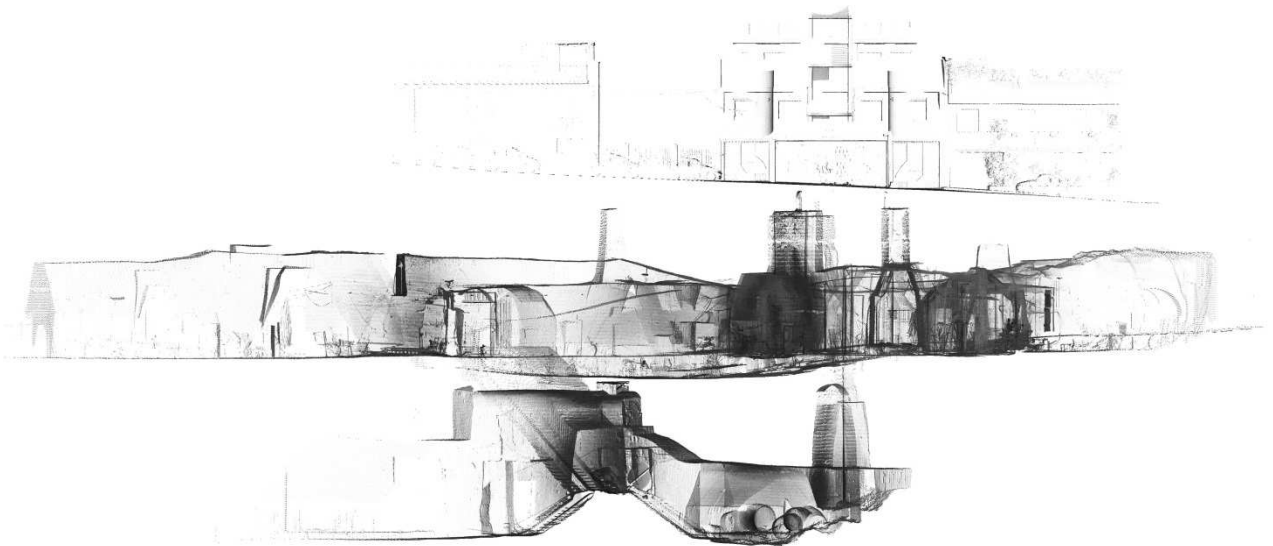


FIG. (22) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)

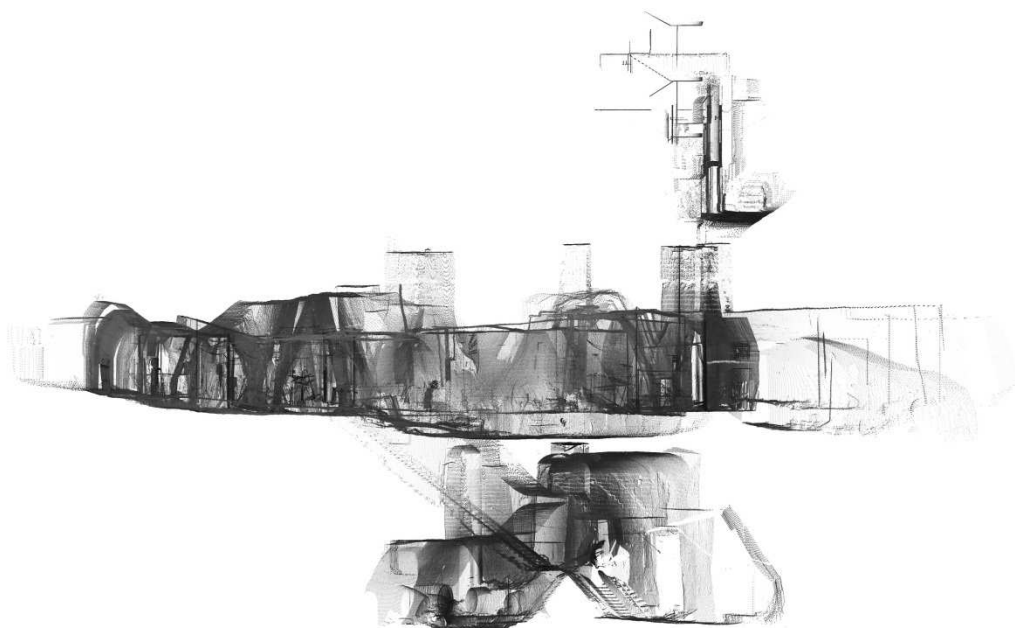


FIG. (23) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)

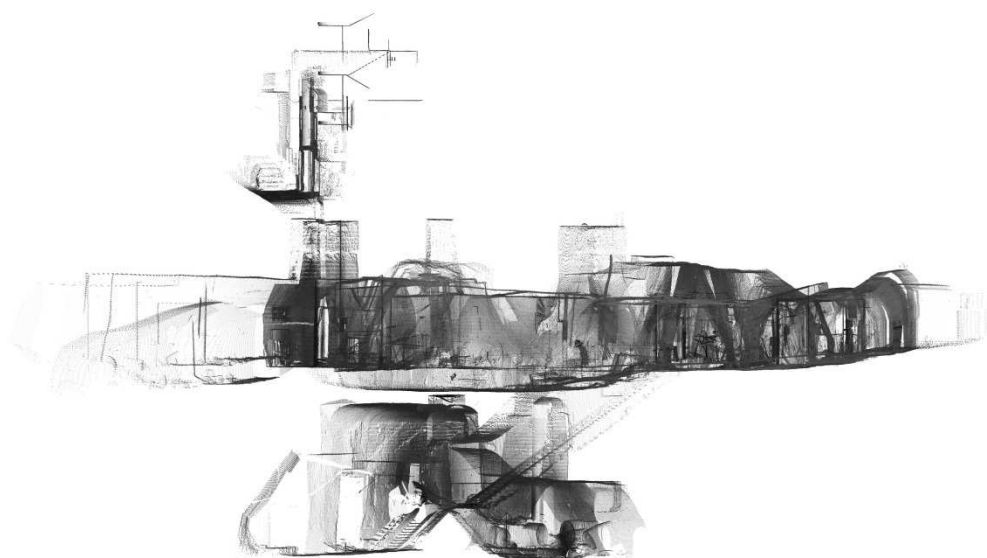


FIG. (24) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)

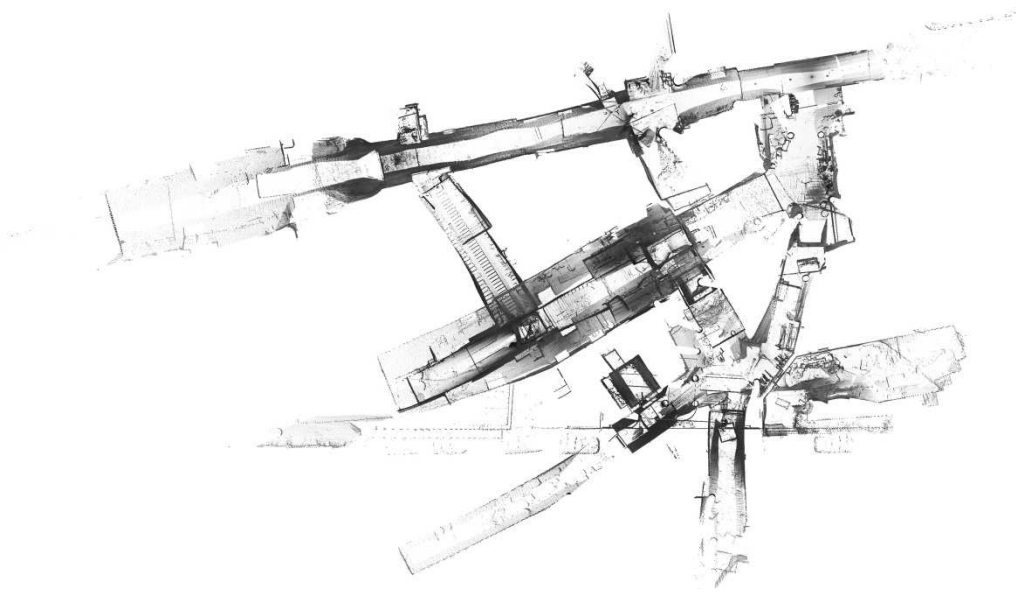


FIG. (25) – rilievo 3D della cavità (Archimeter, 2010)

Il problema affrontato in questo lavoro riguarda nello specifico lo studio del comportamento delle fondazioni superficiali poggianti su calcarenite.

I campioni oggetto delle prove sono stati prelevati da due siti differenti, di seguito descritti:

2.3. EDIFICIO IN VIA PRIMO MAGGIO

Il fabbricato è un edificio esistente di tre piani fuori terra ed è stato realizzato sopra una cavità, e lo scopo del lavoro è quello di effettuare prove in piccola scala per poi verificare la stabilità del sistema cavità - edificio mediante analisi numerica tridimensionale.

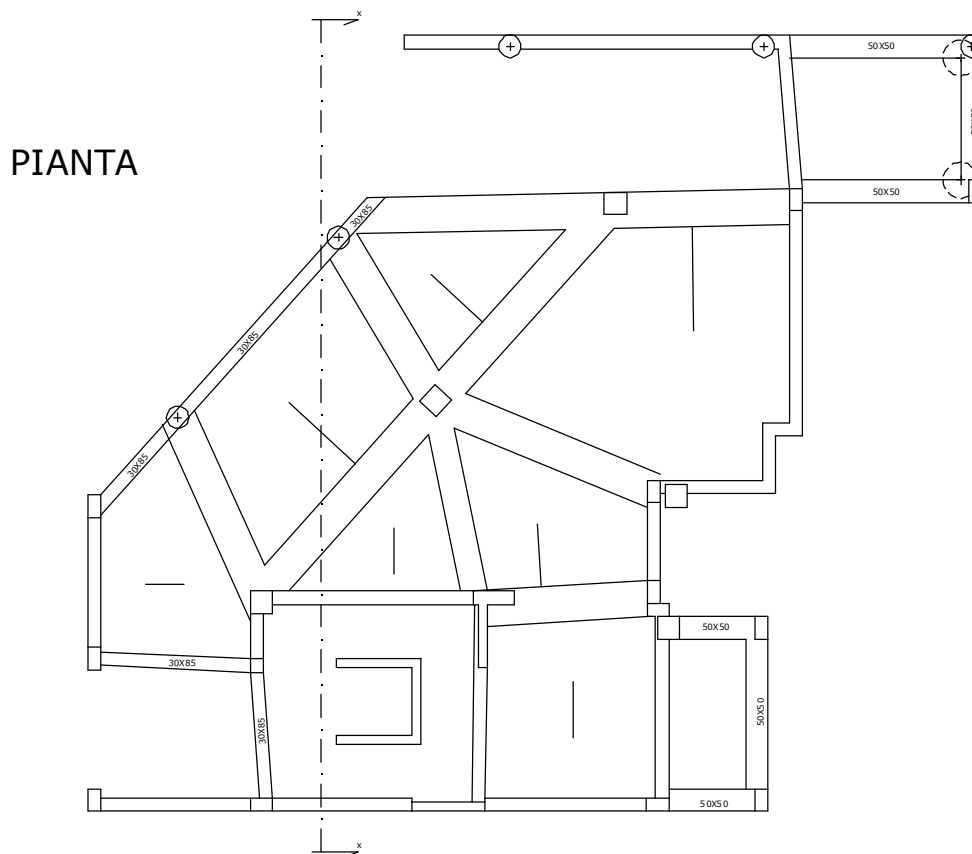


FIG. (26) – pianta delle fondazioni dell'edificio (Castellanza, 2010)

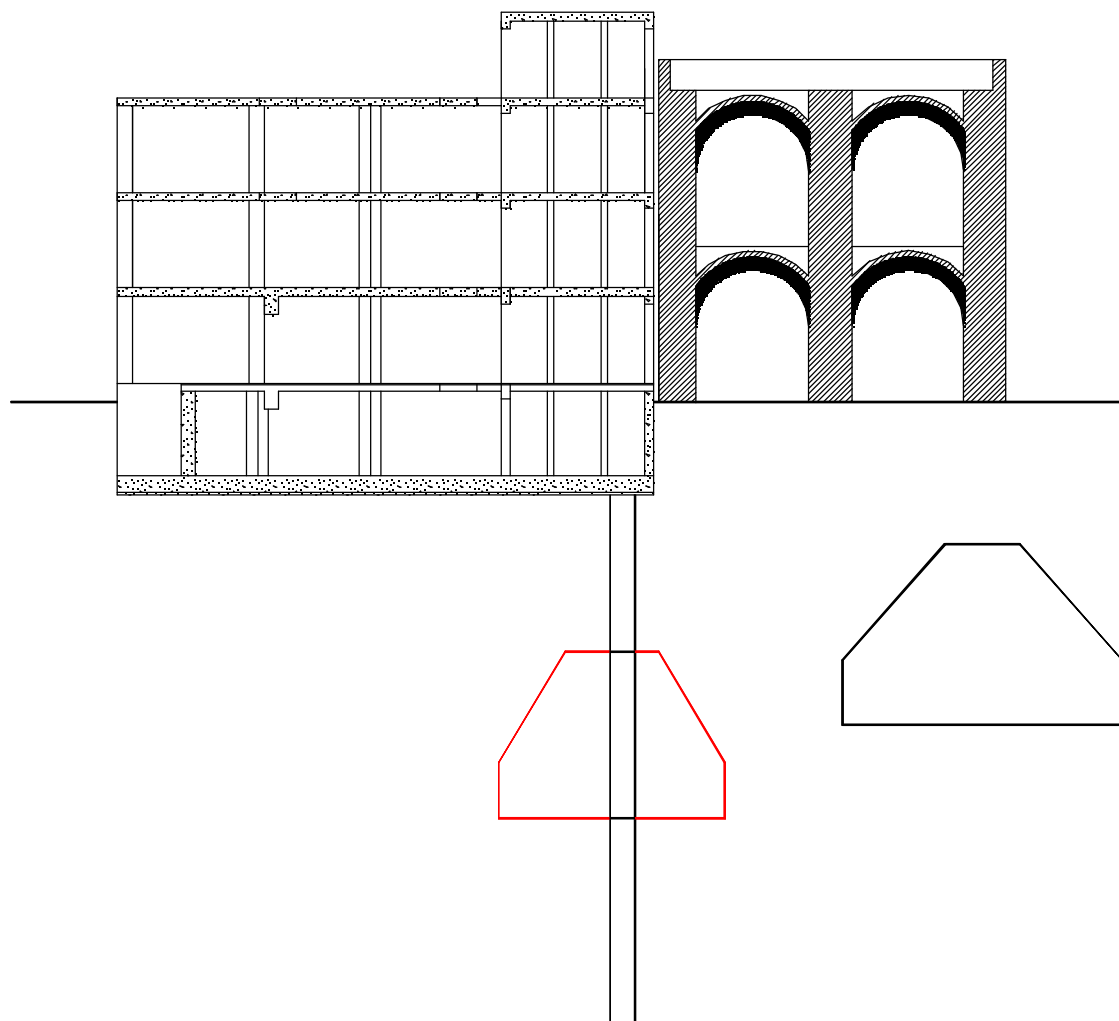


FIG. (27) – sezione dell'edificio esistente, in rosso la cavità interessata (Castellanza, 2010)

0.000 4.921 9.842 14.762 19.683

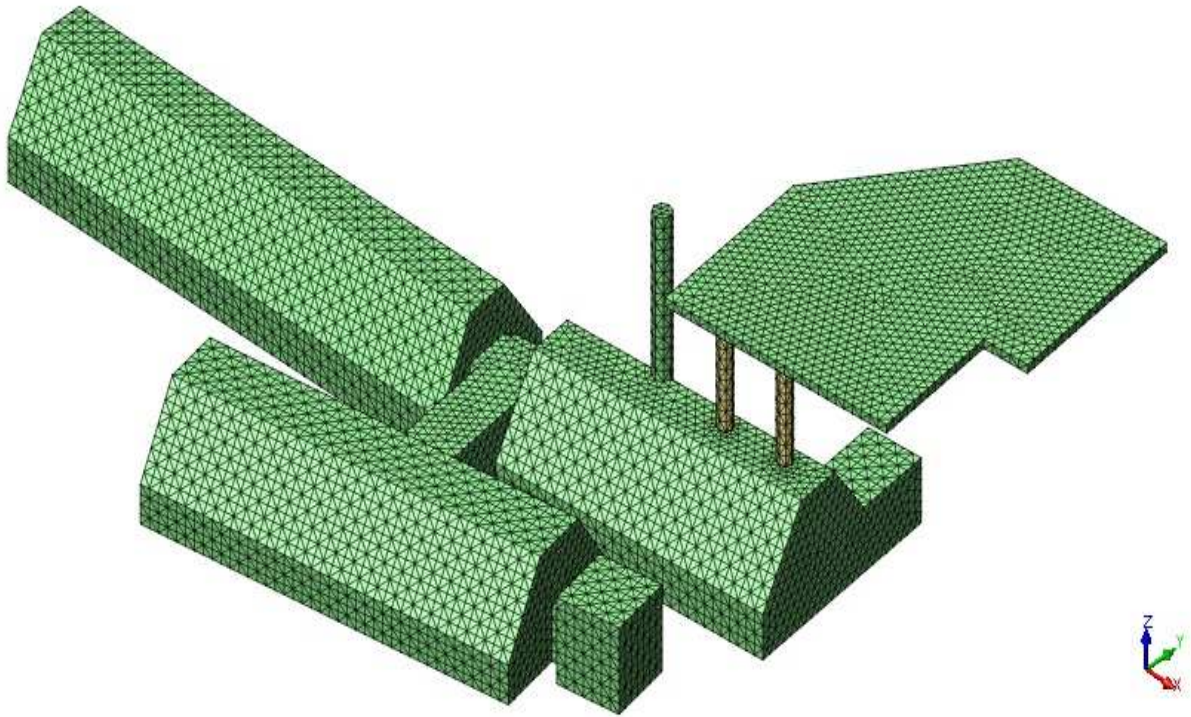
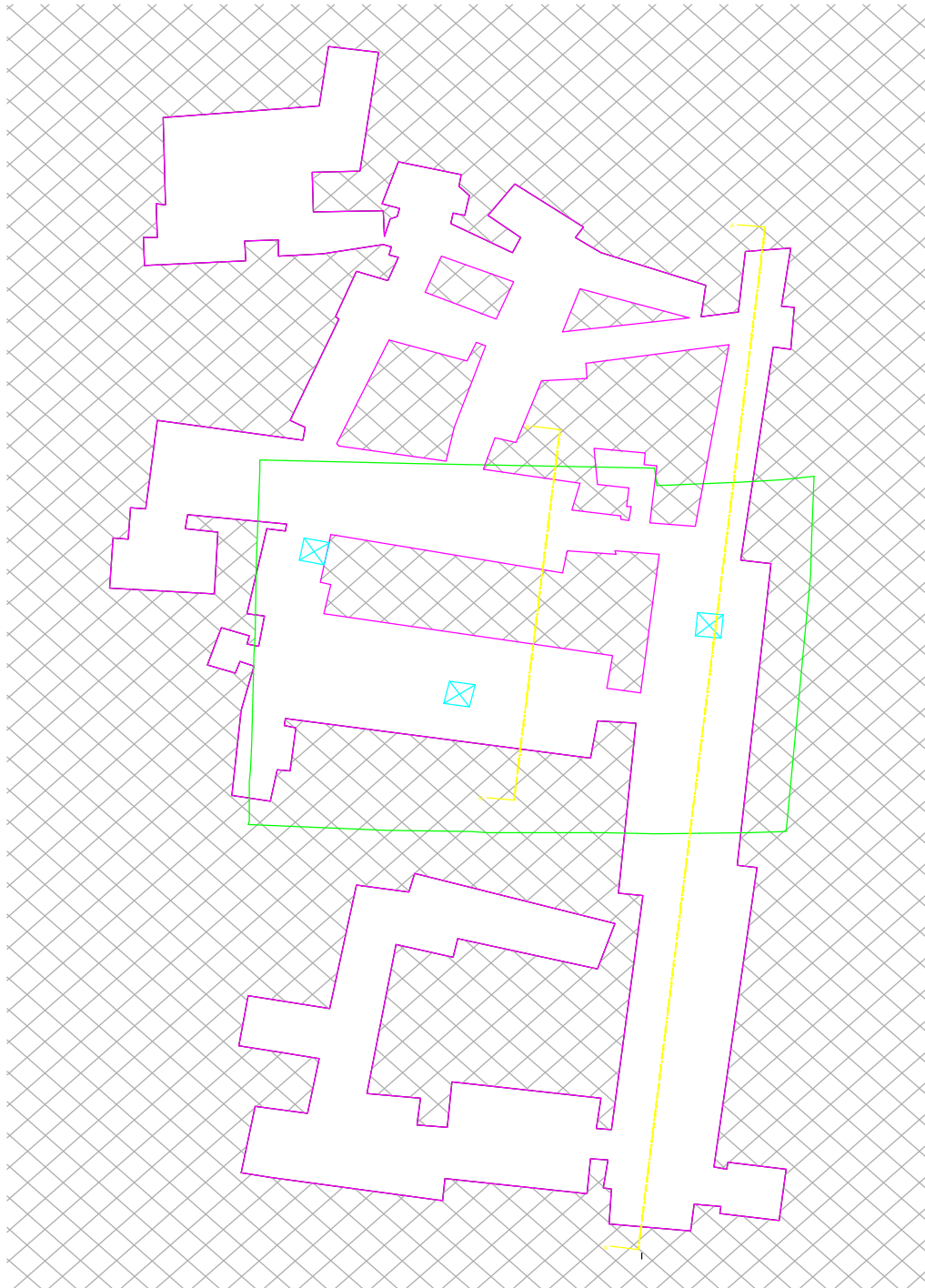


FIG. (28) – schematizzazione della cavità e dei pali di fondazione dell'edificio (Castellanza, 2010)

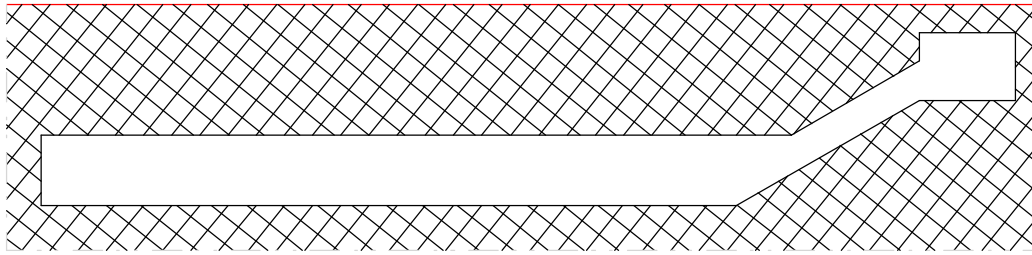
2.4.EDIFICIO IN VIA MANZONI

In questo caso si tratta di una nuova costruzione di tre piani fuori terra che verrà realizzata sopra una cavità. L'edificio ha dimensioni 38,15m x 31,01m con un'altezza dal piano campagna di 13,00m. Anche in questo caso si vogliono effettuare prove in piccola scala per poi verificare la stabilità del sistema cavità - edificio mediante analisi numerica tridimensionale.

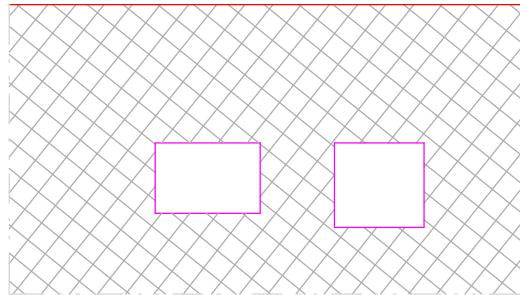


- ⊠ LUCERNARIO
- ▭ CAVITA'
- ▨ CALCARENITE
- ▭ AREA EDIFICIO

FIG. (29) – individuazione della cavità e dell'edificio (Castellanza, 2010)



sez A-A



sez B-B

FIG. (30) – sezioni cavità (Castellanza, 2010)



FIG. (31) – prelievo dei campioni (Castellanza, 2010)



FIG. (32) – prelievo dei campioni (Castellanza, 2010)

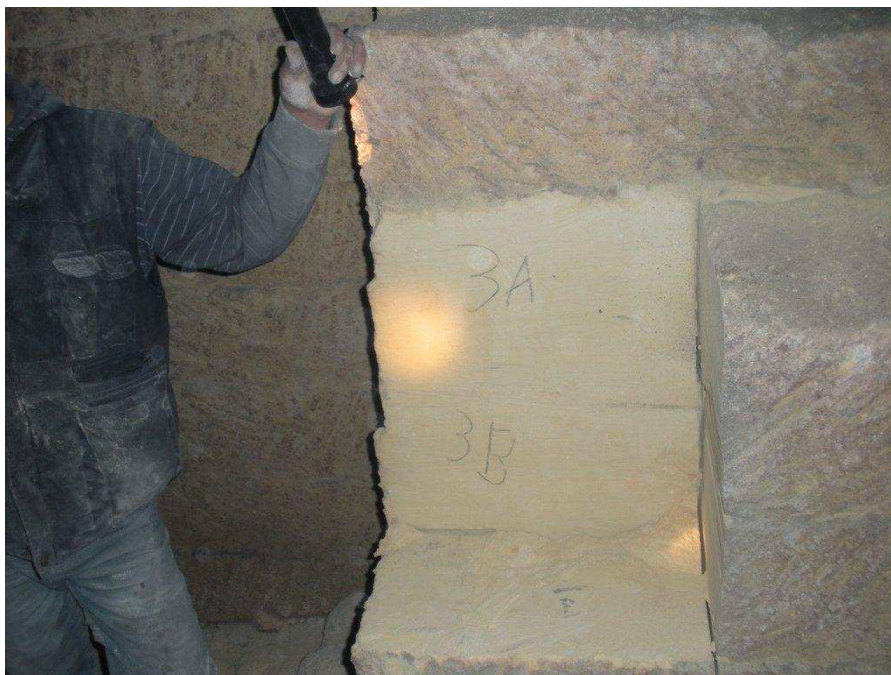


FIG. (33) – prelievo dei campioni (Castellanza, 2010)



FIG. (34) – prelievo dei campioni (Castellanza, 2010)

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

(Dott. Riccardo Losito)

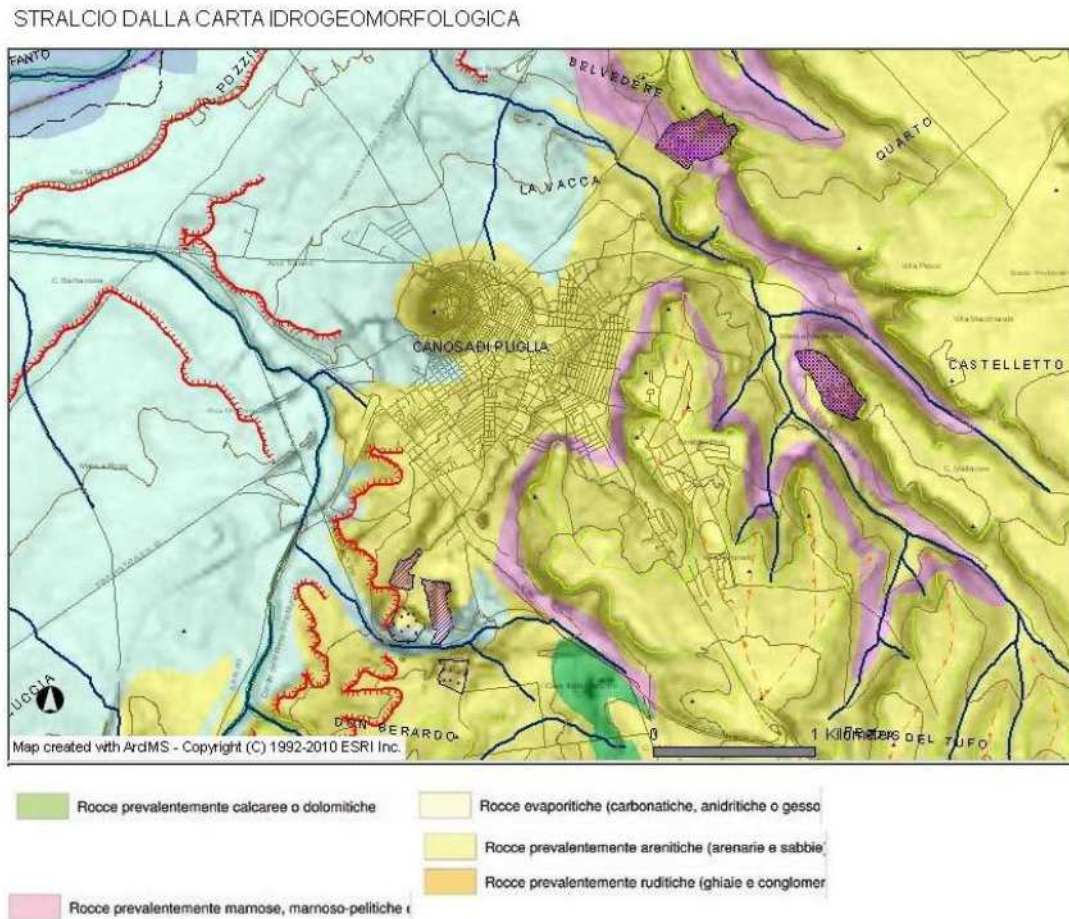


FIG. (35) – stralcio della carta idrogeologica del comune di Canosa (BA) (Losito, 2010)

Il sito d'intervento è incluso nel Foglio 176 della Carta Geologica d'Italia, dal quale si desume che nell'area affiorano la formazione dei Calcari delle Murge, la serie dei terreni marini della Fossa Bradanica, la formazione dei Depositi terrigeni post-calabrian (Pleistocene), depositi di origine continentale come le sabbie e ciottolose dei terrazzi alti del fiume Ofanto e le alluvioni terrose e ciottolose sul fondo dei solchi erosivi delle Murge. La formazione del Calcare di Bari (Cretaceo) rappresenta la porzione stratigraficamente inferiore della piattaforma carbonatica appula ed è una

successione la cui potenza supera i 2000 m ed i cui litotipi predominanti sono rappresentati da facies carbonatiche in strati e banchi di spessore variabile.

I calcari costituiscono i livelli alti della sequenza mentre i calcari dolomitici e le dolomie ricorrono nella parte inferiore e in quella intermedia. Nella parte alta sono intercalati dei livelli di terra rossa residuale.

La successione dei terreni marini della Fossa Bradanica è situata lungo il fronte della catena appenninica, poggia a NE sui calcari della piattaforma apula e a SO sulle falde appenniniche. L'età di riempimento di questo bacino e delle sue diramazioni minori (per es. il Bacino di Sant' Arcangelo) va dal Pliocene al Pleistocene. Questo elemento litostratigrafico si sviluppa dopo gli eventi tettonici del Pliocene medio ed è formato da diverse centinaia di metri di argille, sabbie e conglomerati, con olistostromi intercalati, formati in acque da poco a moderatamente profonde. Questi sedimenti marini sono a luoghi ricoperti da depositi continentali essenzialmente di origine fluviale. La serie della Fossa Bradanica riferibile al Pliocene-Pleistocene può essere così sintetizzata a partire dal basso:

- 1- Calcareniti di Gravina sul bordo murgiano, e sabbioni e conglomerati sul margine appenninico.
- 2- Argille grigio-azzurre (Argille subappennine)
- 3- Sabbie gialle e arenarie (Sabbie di Monte Marano)
- 4- Conglomerati di chiusura del ciclo sedimentario (Conglomerato di Irsina).

Questi depositi, i cui spessori molto variabili possono raggiungere anche 1.000 m nella zona assiale della Fossa (Pisticci), sono trasgressivi sui calcari cretacei delle Murge (Matera) e sui terreni miocenici o pliocenici del margine appenninico (Nova Siri, Rocca Imperiale). La formazione dei Depositi terrigeni post-calabrianici (Pleistocene) è costituita da strati che vanno da semicoerenti a coerenti di calcareniti di facies litorale e riccamente fossilifere, e da banchi di bioclastiti massive biancastre o giallastre. Questa formazione è trasgressiva sulla formazione del Calcarea di Bari e costituisce le colmate di bassi strutturali. La successione di origine marina è ricoperta a luoghi da terreni di origine continentale, alluvioni e in parte detriti pleistocenici ed olocenici.

L'intera sequenza di rocce sedimentarie è stata interessata in tempi diversi e con modalità diverse da processi tettonici che hanno determinato un sostanziale cambiamento delle caratteristiche fisiche dei litotipi. In particolare il Calcarea di Bari ha subito un tettonica di tipo plicativo che ha determinato la formazione di una serie di blande pieghe faglie e fratture. I Depositi terrigeni post-calabrianici sono stati interessati da un sollevamento in blocco causata da una riattivazione di faglie che in passato avevano interessato il substrato calcareo.

4.COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE CALCARENITI

(Lagioia, 1996)

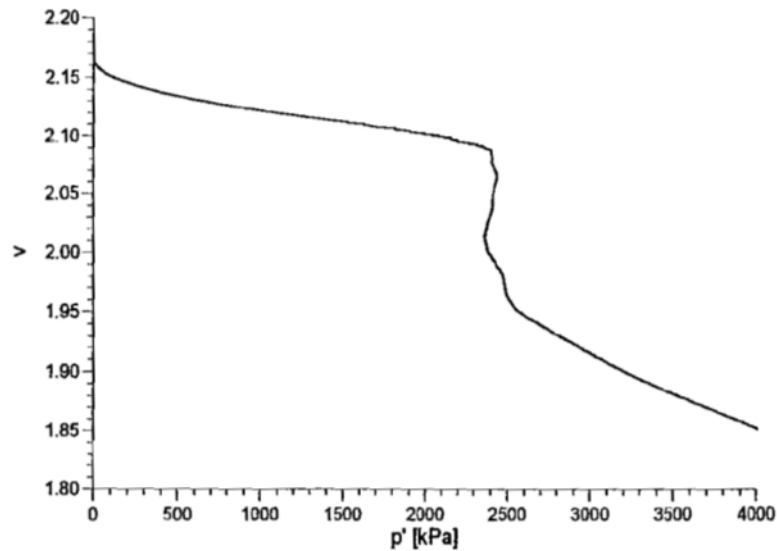
Un aspetto particolare del comportamento di questo materiale è costituito dalla fase di destrutturazione che segna il passaggio dalla risposta di tipo “rock-like” a quella di tipo “soil-like” (Pellegrino, 1970). Secondo Vaughan, nel tentativo di stabilire un modello concettuale, ha ipotizzato che nella fase rock-like lo stato tensionale agente sul materiale sia sostenuto in parte dalla cementazione ed in parte dal contatto diretto tra i grani. Quando, eventualmente, l’aliquota di sforzo assorbita dalla cementazione ne uguaglia la resistenza, si innesca il processo di destrutturazione, durante il quale tale componente tensionale si riduce gradualmente a vantaggio di quella sostenuta dal contatto intergranulare. Il processo di destrutturazione è un processo graduale, la cui velocità è influenzata soprattutto dalla porosità del materiale. In prove di compressione isotropa e monodimensionale esso è caratterizzato da una compressibilità più elevata sia di quella della fase rock-like, che di quella soil-like.

Vaughan (1988) ha mostrato che tale compressibilità è tanto maggiore quanto è più elevata la porosità iniziale.

Al procedere del carico la compressibilità relativa alla fase di destrutturazione si riduce e la curva di compressione isotropa del materiale indisturbato si ricongiunge asintoticamente alla ICL isotropa. È tuttavia opportuno evidenziare che non sempre la fase di destrutturazione si manifesta in maniera evidente con una compressibilità elevata, e a volte non si ha una marcata fase di transizione, soprattutto in materiali poco porosi.

4.1. Compressione isotropa

Sono state eseguite da Lagioia (1996) prove di compressione isotropa i cui risultati sono riportati sul grafico seguente nel piano volume specifico-p pressione efficace media.



GRAF. (1) – prova di compressione isotropa (Lagioia 1996)

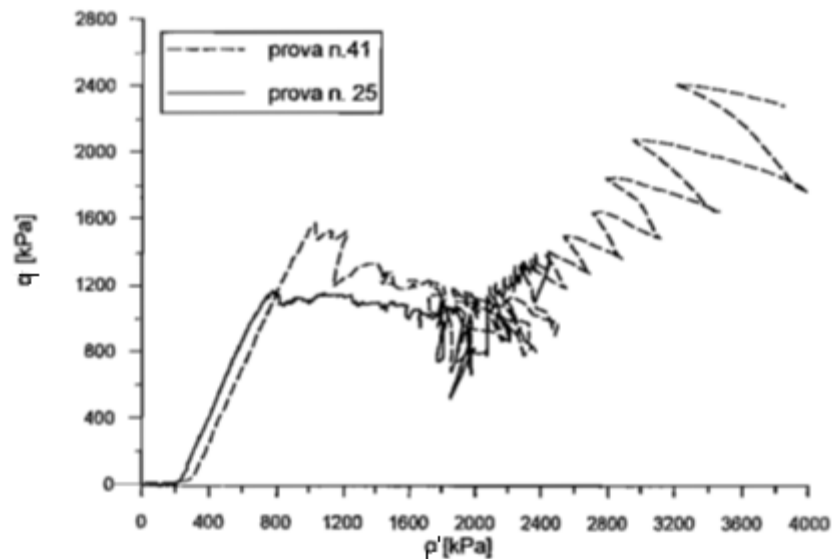
Si possono distinguere chiaramente tre fasi di comportamento, indipendenti dal percorso seguito purchè tali da consentire l'instaurarsi del processo di destrutturazione.

Nella prima fase la calcarenite mostra un comportamento pressochè lineare e reversibile, governato dalla cementazione intergranulare. Nella seconda fase si ha una elevatissima deformabilità con incrementi di deformazione volumetrica imposti senza che lo stato tensionale subisca apprezzabili variazioni. Questa seconda fase si instaura quando lo stato tensionale è sufficientemente elevato da provocare l'inizio del processo di disgregazione della cementazione intergranulare. Tale fenomeno è inevitabilmente accompagnato dalla rottura (crushing) delle particelle calcaree più deboli. Nella terza fase la calcarenite è trasformata in un vero e proprio

materiale granulare, e il comportamento relativo è quello tipico di un tale tipo di terreno. Il volume specifico all'inizio di questa parte della curva è notevolmente più basso di quello del materiale indisturbato ed è simile a quello tipico di sabbie sciolte.

4.2. Compressione monodimensionale

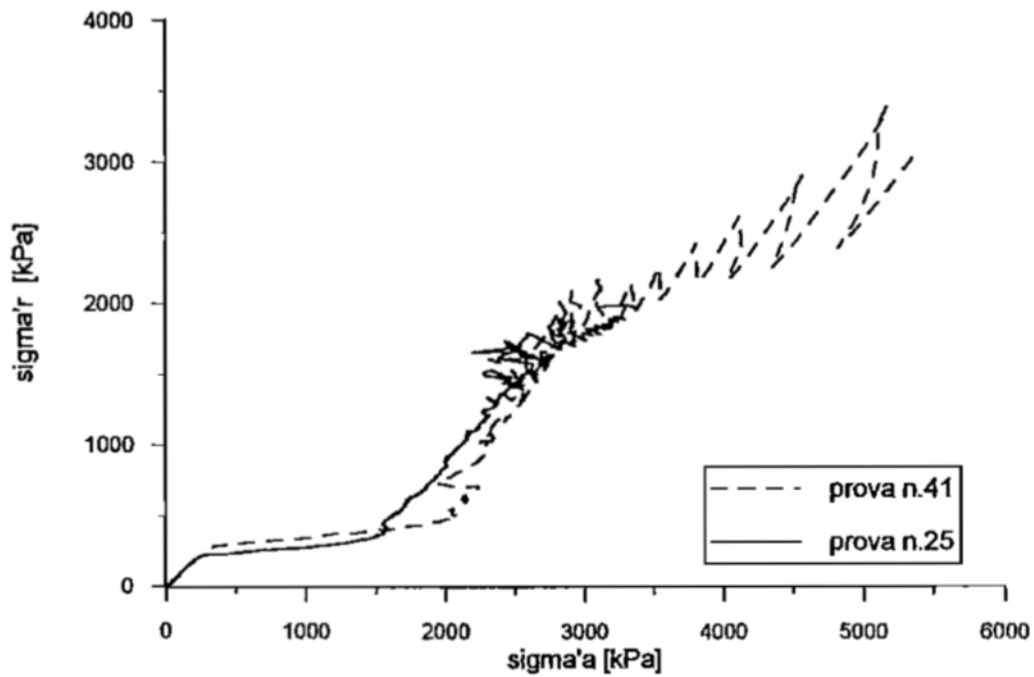
Nel grafico seguente sono riportati i percorsi di carico, nel piano sforzo deviatorico – pressione efficace media, di due tipiche prove di compressione edometrica effettuate da Lagioia (1996) in cella triassiale.



GRAF. (2) – prova di compressione edometrica (Lagioia 1996)

Le tre fasi di comportamento si possono distinguere anche in queste prove. Inizialmente il comportamento è elastico, poi raggiunto il limite del dominio elastico subentra la seconda fase di comportamento, la quale segna il passaggio da materiale cementato a materiale non cementato. Mentre la deformazione assiale continua ad essere incrementata monotonicamente, lo sforzo deviatorico rimane grosso modo costante e la pressione efficace media aumenta.

Riportando il percorso tensionale in termini di tensioni efficaci radiali e assiali, si evince che una volta superato lo snervamento, σ'_r cresce più rapidamente della σ'_a .



GRAF. (3) – percorso di carico in termini di σ'_r e σ'_a (Lagioia 1996)

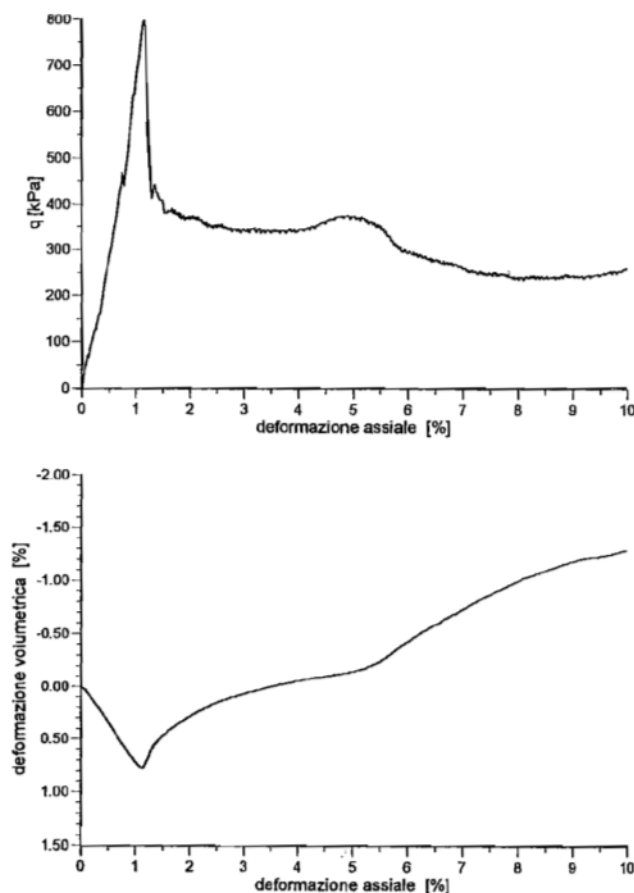
Pertanto, man mano che la cementazione granulare viene rimossa, il materiale richiede maggiore contenimento per sostenere una tensione verticale non più compatibile con la condizione di monodimensionalità della deformazione. Una volta terminata questa fase di transizione il rapporto tra l'incremento di pressione assiale e radiale aumenta nuovamente e si stabilizza su un valore costante.

4.3. Comportamento al taglio

Dalle prove eseguite da Lagioia (1996) il comportamento meccanico esibito dalla calcarenite in prove triassiali è fortemente dipendente dalla pressione di confinamento, o più precisamente, dallo stato tensionale in corrispondenza del quale viene raggiunta la superficie di snervamento, il quale dipende dalla pressione efficace di confinamento e anche dal percorso di carico seguito.

Si possono riconoscere quattro tipologie di comportamento.

Nella prima, osservabile in prove con basse pressioni di confinamento, la curva sforzi – deformazioni mostra un picco corrispondente al raggiungimento della superficie di snervamento.

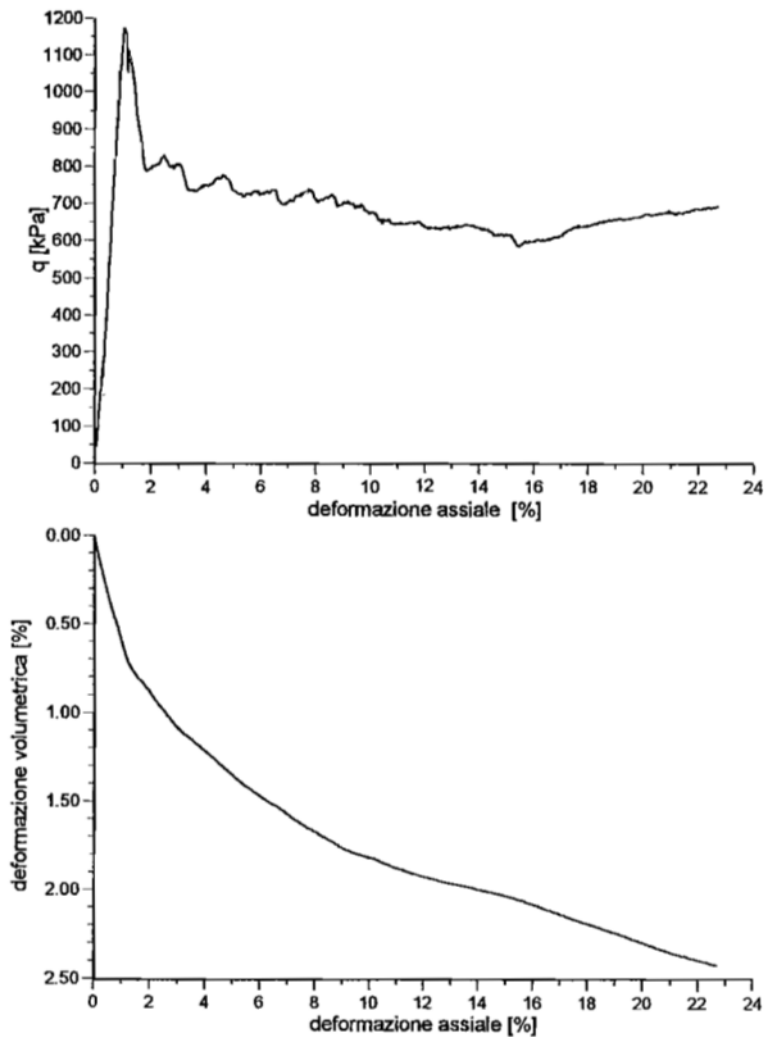


GRAF. (4) – prova di compressione triassiale drenata con bassa pressione di confinamento

($\sigma_3=25kPa$) (Lagioia 1996)

Il comportamento deformativo è inizialmente contraente e diventa bruscamente dilatante quando viene raggiunto lo sforzo deviatorico di picco. I provini al termine della prova avevano presentato un netto piano di rottura che separava il campione in due blocchi rigidi. Tale piano si attiva in corrispondenza del picco e il comportamento elastico è delimitato dalla rottura del materiale, e il processo di destrutturazione non si instaura. Il comportamento della calcarenite in queste condizioni è governato dalla cementazione. Infine la curva riportata nel grafico 4 mostra un comportamento dilatante anche quando lo stato tensionale si è stabilizzato su un valore ultimo.

Il secondo tipo di comportamento è stato osservato in provini consolidati a pressioni superiori, ma sempre basse rispetto al valore di snervamento isotropo, i quali raggiungono il limite elastico ancora in corrispondenza di elevati valori dell'obliquità.

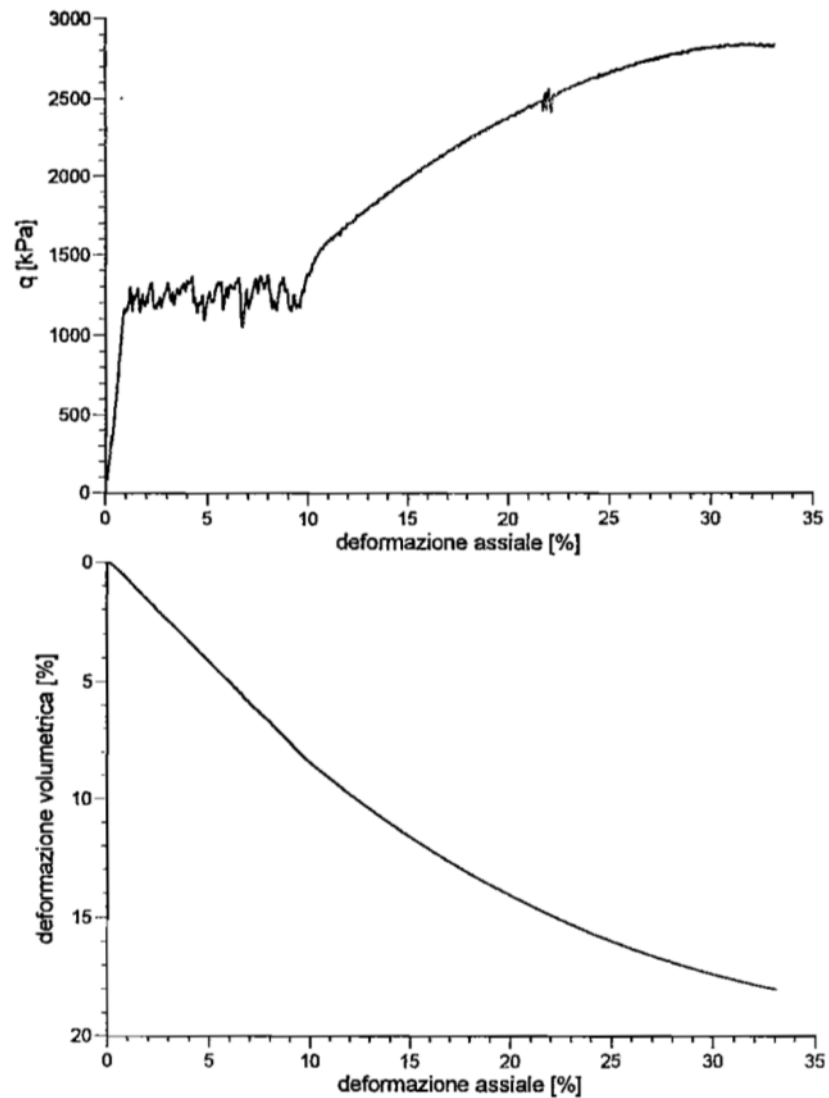


GRAF. (5) – prova di compressione triassiale drenata con bassa pressione di confinamento

($\sigma_3=200\text{kPa}$) (Lagioia 1996)

Questa seconda categoria è molto simile alla prima, ma si differenzia riguardo il comportamento volumetrico. Esso rimane sempre contraente mentre la curva sforzo deviatorico – deformazione assiale continua a presentare un netto picco. Anche in questo caso al termine della prova si è osservata la presenza di piani di rottura, anche se in maniera meno distinguibile.

Il terzo tipo di comportamento è osservabile in provini consolidati a livelli di pressione isotropa superiori, fino al valore massimo di snervamento isotropo. I risultati sono mostrati nei grafici seguenti.

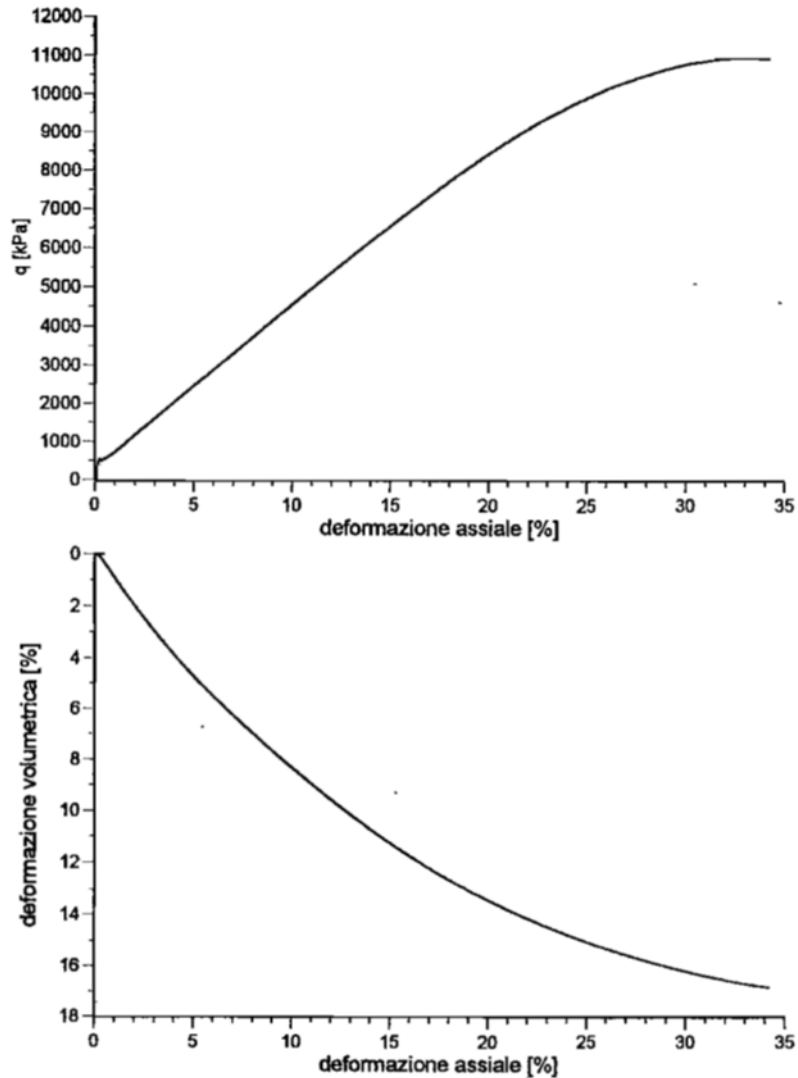


GRAF. (6) – prova di compressione triassiale drenata con alta pressione di confinamento

($\sigma_3=1100\text{kPa}$) (Lagioia 1996)

Al termine della fase a comportamento elastico il materiale non si rompe e si instaura la fase di destrutturazione, che segna il passaggio da materiale cementato a materiale granulare. Il materiale mostra pertanto nuovamente le tre fasi di comportamento descritte nelle prove di compressione isotropa e monodimensionale. Si è osservato che al termine della fase a comportamento elastico è possibile aumentare la deformazione assiale senza che si abbia una variazione apprezzabile dello stato tensionale. La ripresa di resistenza si è verificata dopo considerevole deformazione quando si è esaurito il processo di destrutturazione.

Il quarto tipo di comportamento è esibito da provini consolidati a pressioni isotrope superiori a quelle che provocano lo snervamento isotropo.



GRAF. (7) – prova di compressione triassiale drenata con pressione di confinamento superiore al limite di snervamento ($\sigma_3=3500\text{kPa}$) (Lagioia 1996)

La risposta del materiale si presenta non lineare sin dall'inizio della fase di taglio, mentre il comportamento deformativo volumetrico è simile al caso precedente, anche se con deformazioni volumetriche più contenute.

5. CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE

Dal punto di vista litologico, le Calcareniti di Gravina sono costituite da carbonato di calcio in misura superiore al 98% del suo peso e da sabbie grossolane giallastre di origine bioclastica, ben cementate (tufi) e la cui componente fossile è rappresentata da fossili di Ostreidi, Coralli, Echinidi, Cardi e Petinidi. Questi depositi rappresentano il risultato della trasgressione marina verificatasi nel Pliocene a seguito di una generalizzata subsidenza che interessò l'intera regione. L'ambiente di sedimentazione è tipicamente litorale, più o meno profondo e ai margini dell'avampaese.

Nella seguente figura, tratta dall'articolo "model footing load tests on soft rock (Castellanza et al - 2009), si può notare la natura dei legami

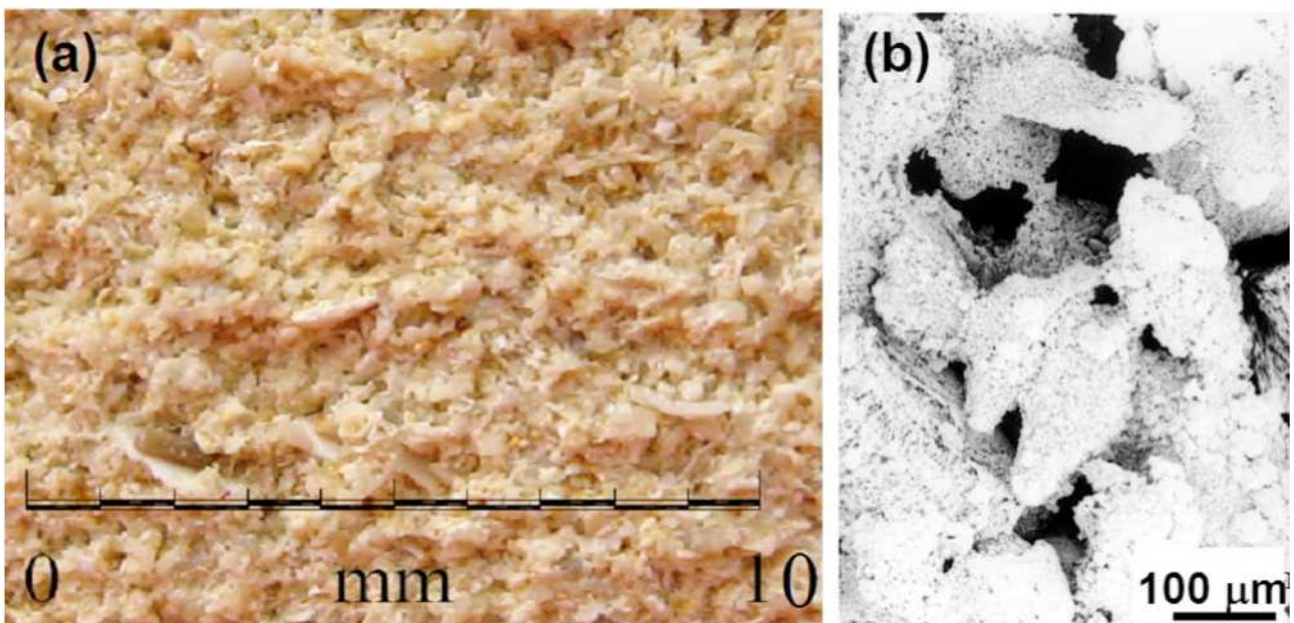


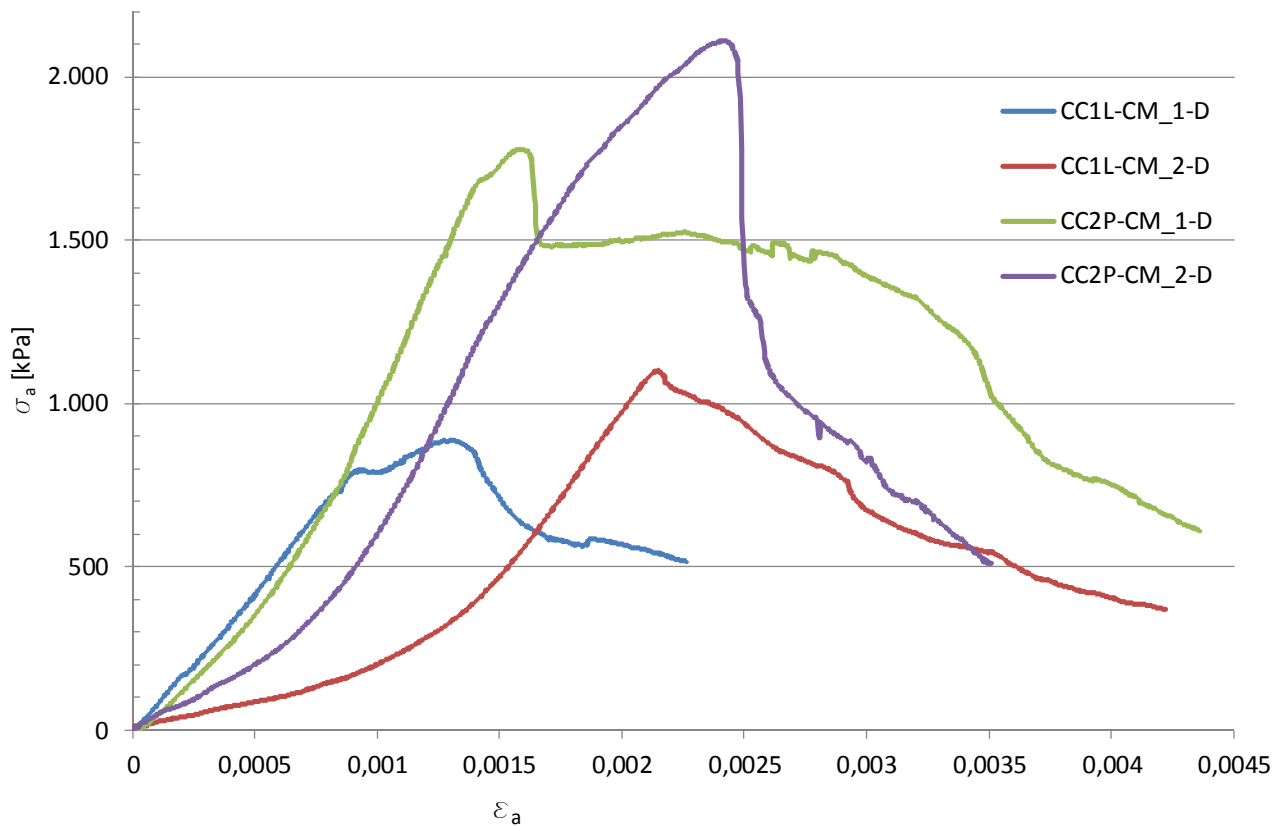
FIG. (36) – composizione microscopica della calcarenite (Castellanza et al - 2009)

Le proprietà geotecniche del materiale sono ricavabili dalla seguente tabella:

γ_d	γ_{sat}	G_s	n	e
13,92	18,82	2,73	0,49	0,96

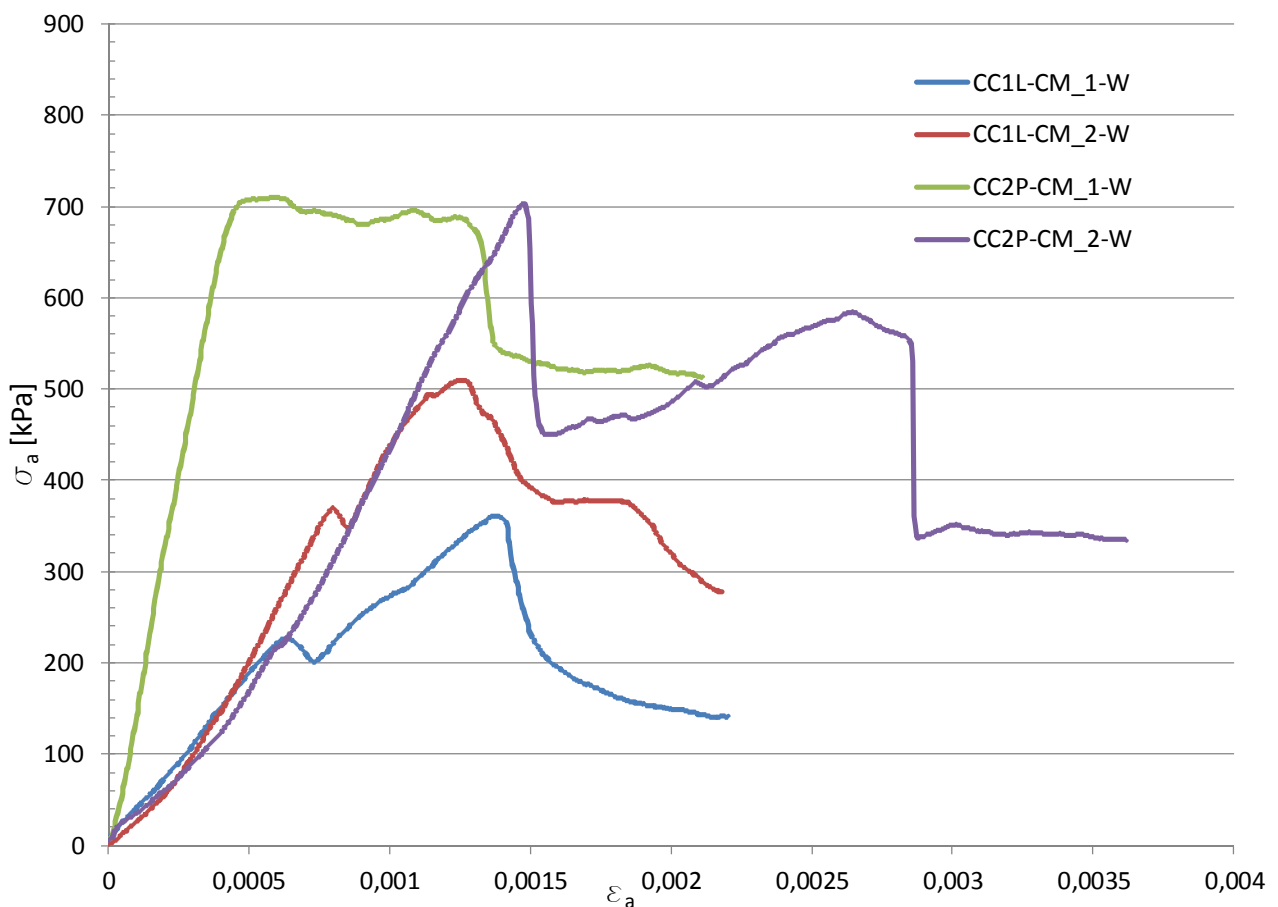
TAB. (1) – proprietà geotecniche del materiale

Sono state dapprima eseguite prove di compressione uniaassiale per valutare la resistenza a compressione dei campioni e il modulo elastico del materiale. Le prove sono state eseguite a controllo di spostamento ad una velocità di 0,01mm/min. Il grafico seguente mostra la curva sforzo-deformazione nel caso di provino secco. Se ne ricava che il valore di picco di sforzo si ha per i campioni prelevati in via Primo Maggio ed è di circa 2,1 MPa; il modulo elastico è pari a 187 MPa.



GRAF. (8) – prova di compressione monoassiale su campioni secchi

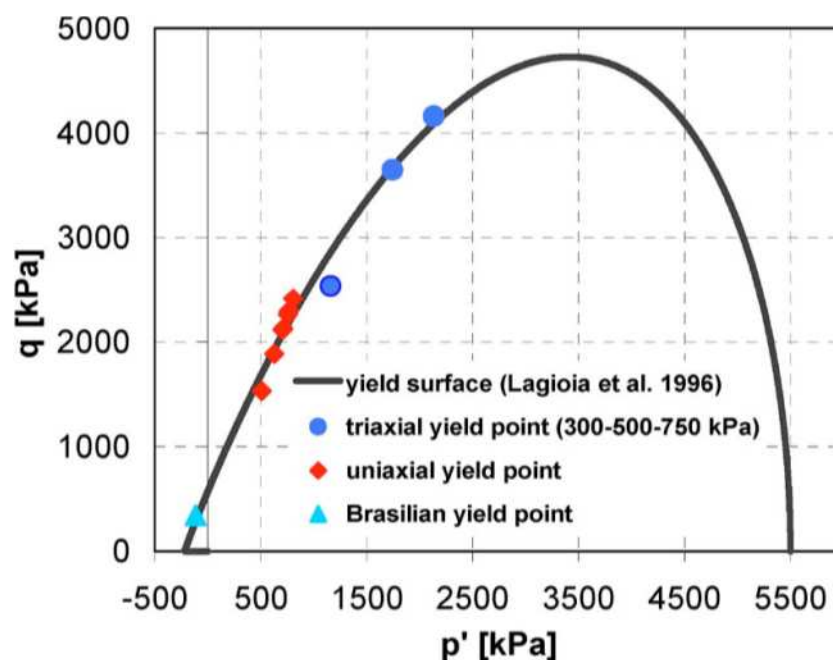
Sono state eseguite inoltre alcune prove su provini saturi in modo da verificare se vi sia un'influenza dell'acqua sui parametri meccanici della calcarenite. La saturazione è avvenuta seguendo le specifiche imposte dallo standard europeo UNI EN 772-11, dove il campione viene immerso in un contenitore pieno d'acqua con il livello che copre il campione per un'altezza di 5mm , in modo da evitare fenomeni di evaporazione. Si lascia il campione in acqua fino a quando non si misura un ulteriore aumento di massa con l'aumentare del tempo di immersione (nel caso specifico per una poca decina di secondi per via dell'alta porosità della roccia). Quindi viene immediatamente eseguita la prova con la stessa modalità del caso saturo e i risultati sono mostrati nel seguente grafico. Se ne ricava che il valore di picco di sforzo si ha per i campioni prelevati in via Primo Maggio ed è di circa 0,9 MPa; il modulo elastico è pari a 119 MPa.



GRAF. (9) – prova di compressione monoassiale su campioni saturi

Si può notare che vi è una riduzione della resistenza di picco di circa un terzo rispetto al caso secco. È un fenomeno curioso considerando che la roccia in sito è soggetta a frequenti fenomeni di saturazione-essiccamento nella sua storia geologica, l'ultimo delle quali è avvenuto durante la fase di carotaggio del provino. Andranno eseguite delle indagini più profonde per capire le ragioni di questo comportamento inaspettatamente reversibile.

Su materiale simile sono stati ottenuti ulteriori dati (Castellanza et al - 2009) eseguendo prove triassiali su campioni secchi al fine di evitare l'indebolimento indotto dal contenuto d'acqua. La pressione di confinamento è stata scelta pari a 300, 500 e 750 kPa e hanno dato luogo a una risposta fragile del materiale. Inoltre è stata stimata tramite prove brasiliane una resistenza a trazione pari a 0,35 MPa. I punti di rottura ricavati da questi test sono illustrati nel seguente dominio insieme alla superficie ricavata da Lagioia (1996).



GRAF. (10) - punti di rottura nelle prove monoassiali, triassiale, e brasiliani in calcarenite secca (Castellanza et al - 2009)

I punti rappresentativi della prova Brasiliana sono stati inseriti tenendo conto delle prove sperimentali eseguite da Coviello (2005) che eseguì prove dirette e indirette di trazione in maniera simile a quelle condotte in questo studio. Osservò che il picco di resistenza a trazione misurata tramite la prova brasiliana è praticamente lo stesso ottenuto da prove di trazione dirette, che sono sicuramente più appropriate per la stima corretta.

Un ampio studio sperimentale su una calcarenite simile, ma caratterizzato da una coesione inferiore, può essere trovato in Lagioia e Nova (1995).

6.EFFETTO SCALA E ANALISI PRELIMINARE A ELEMENTI FINITI

Normalmente, i risultati di un modello in scala ridotta non possono essere estesi facilmente alla scala reale. Comunemente si eseguono studi parametrici del comportamento del modello facendo riferimento a un dominio di interazione e normalizzando i dati ottenuti. Comunque, questo metodo non tiene conto degli effetti intrinseci propri del materiale granulare.

Questa influenza nelle prove di natura geotecnica è stata studiata per la prima volta da De Beer (1965), rivelando una dipendenza di N_γ con la larghezza. Questo effetto scala era collegato essenzialmente a due fattori: la dipendenza delle proprietà meccaniche del materiale dallo stato di sforzo e la non possibilità di scalare i diametri dei granuli al variare della dimensione della fondazione. Il primo fattore non impone condizioni troppo restrittive per il dimensionamento del modello di fondazione, mentre il secondo è il vincolo più severo, soprattutto per i terreni granulari.

Per minimizzare il secondo effetto Kusakabe (1991) suggerì di rispettare la regola $D_{50} < D < 1/100$, dove D è il diametro della fondazione e D_{50} è il diametro medio delle particelle. Rispettando questa condizione, l'effetto scala dipende solo dal primo fattore, chiamato "pressure level effect". Recenti studi eseguiti da Cerato e Lutenegger (2006), erano concentrati sulla necessità di comprendere l'effetto della larghezza sul comportamento sperimentale osservato in test su sabbia in piccola scala. Per un valore fissato di D_r , osservarono un incremento della capacità portante con il decrescere delle dimensioni della fondazione. Gli autori suggerirono che questo effetto può essere dovuto all'incremento della zona di taglio sotto la fondazione, per cui la geometria dell'area caricata influenza lo sviluppo del meccanismo di collasso per via della dipendenza degli sforzi dall'angolo d'attrito. In altre parole, gli autori collegarono la riduzione di N_γ all'incremento

delle dimensioni della fondazione con la riduzione dell'angolo di attrito osservata in prove di taglio diretto al crescere della dimensione del campione. Allora, riprodussero i risultati sperimentali con un'analisi ad elementi finiti introducendo nel legame costitutivo del materiale di fondazione la lunghezza caratteristica associata alla dimensione della fondazione modello considerata.

Non esistono però pubblicazioni riguardanti studi condotti su terreni cementati. È probabile che l'angolo di attrito mobilitato dipenda dal comportamento dilatante della sabbia per via della frantumazione dei granuli. Tuttavia, il meccanismo di rottura è essenzialmente a punzonamento sotto il piede della fondazione, anche quando il processo di destrutturazione è stato completato perché il terreno continua a densificarsi in condizioni quasi-edometriche. Per questo motivo si può affermare che in questo caso si può trascurare una dipendenza della capacità portante con il livello di sforzo.

La calcarenite di Gravina è stata disgregata affinché si potesse misurare il diametro medio delle particelle dei costituenti carbonatici illustrati in figura.

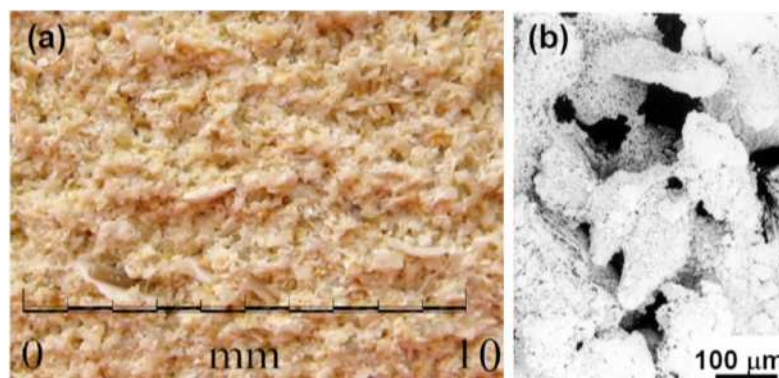


FIG. (37) – composizione microscopica della calcarenite (Castellanza et al - 2009)

La curva granulometrica del materiale disgregato rivela che il materiale è composto principalmente da sabbia fine con diametro dei granuli intorno ai 0,5mm. Pertanto, secondo il criterio introdotto da Kusakabe, il diametro della fondazione deve essere intorno ai 60mm.

Gli effetti degli sforzi indotti al di sotto del modello di fondazione sono stati analizzati con il codice di calcolo a elementi finiti GeHoMadridi da Fernandez-Merodo nel 2007. L'obiettivo di questa analisi era quello di riprodurre il comportamento della prova al fine di valutare una dimensione ragionevole del cilindro nella quale il provino deve essere confinato. Per raggiungere questo obiettivo, la dimensione del cilindro deve essere scelta in modo tale che lo stato di sforzo radiale indotto dalla fondazione caricata è trascurabile all'interno della calcarenite ad una distanza radiale pari al raggio del cilindro cavo. La prova è stata riprodotta attraverso una mesh assialsimmetrica come quella illustrata, in cui un diametro di prova del campione è tre volte il diametro della fondazione.

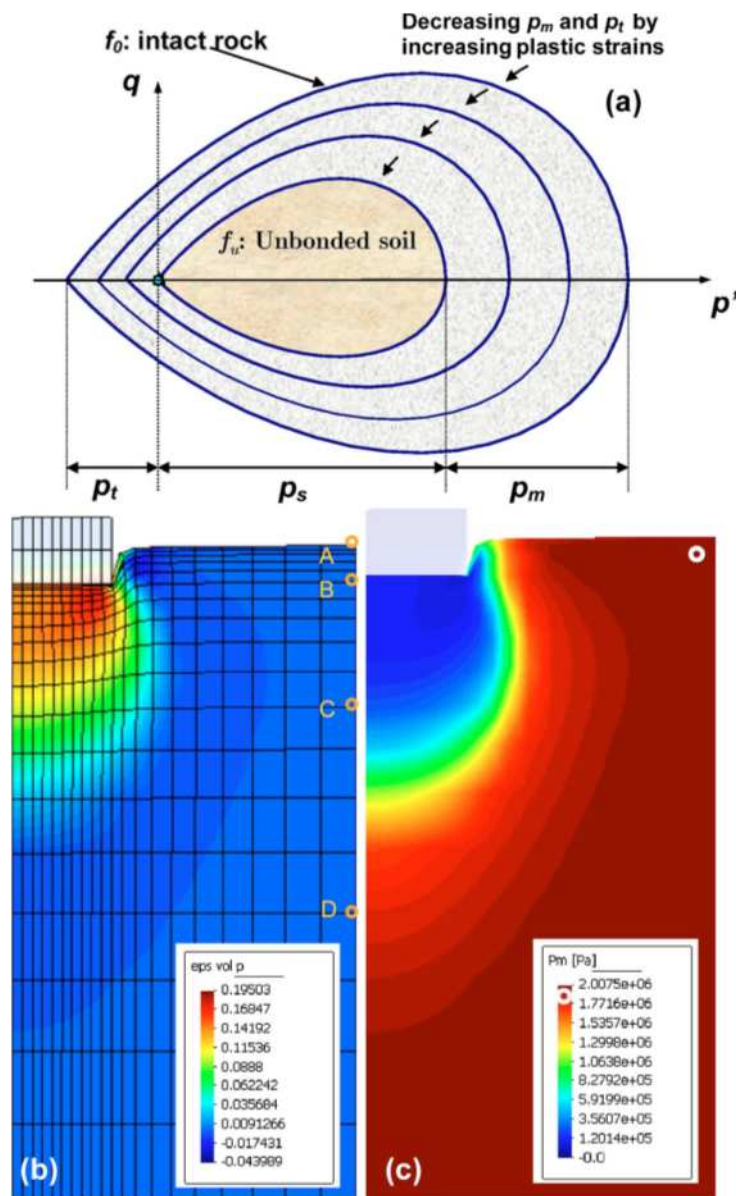


FIG. (38) - (a) Evoluzione della superficie di rottura. (b) risultati di un'analisi preliminare FEM (c) evoluzione di p_m dopo 2 cm di punzonamento verticale (Castellanza et al - 2009)

La simulazione della fondazione caricata, supposta rigida, viene fatta spingendola nel campione a controllo di spostamento.

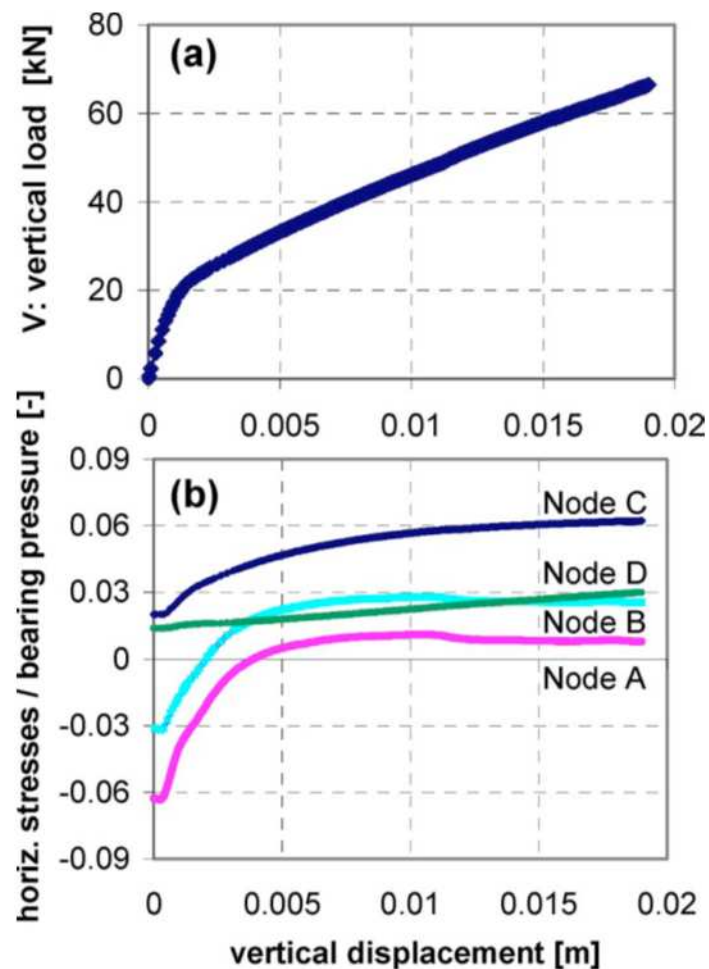
Il modello costitutivo scelto è quello di Nova (2003) ed è in grado di modellare la risposta meccanica tenendo conto anche della degradazione chimica che si ha nelle rocce tenere. La presenza dei legami tra le particelle è stata introdotta attraverso l'uso di due variabili, chiamate p_m e p_t , che definiscono rispettivamente la coesione a compressione e a trazione. La dimensione del dominio di rottura varia come illustrato nella precedente figura. Quando il punto che rappresenta lo stato di sforzo raggiunge la superficie, si sviluppano deformazioni permanenti e la destrutturazione del materiale è simulata da una riduzione di p_m e p_t , secondo la legge di incrudimento:

$$p'_m = - p_m \rho_m (|\varepsilon'^p_v| + \xi_s \varepsilon'^p_s)$$

$$p'_t = k p'_m$$

dove ρ_m e ξ_s sono parametri che controllano la degradazione meccanica dei legami, ε'^p_v e ε'^p_s rappresentano i valori delle deformazioni volumetriche e deviatoriche plastiche, mentre k è uno scalare che collega la resistenza a trazione e a compressione. Quando queste variabili diventano nulle, si ricade nel caso di terreno granulare al di sotto della fondazione.

Nel seguente grafico è illustrata la risposta carico-spostamento che è stata usata per la progettazione dell'apparecchiatura di prova. Nelle prove qui trattate, una macchina con portata 50 kN è sufficiente allo scopo.



GRAF. (11) - (a) Curva spostamento – carico verticale (b) evoluzione del rapporto tra sforzo radiale/pressione media sulla superficie in punti diversi, situato al bordo laterale (Castellanza et al - 2009)

Il grafico (b) mostra che l'incremento di sforzi radiali in qualsiasi punto sul confinamento è contenuta nel 6% del carico applicato alla fondazione (punti A, B, C, D nella mesh illustrata precedentemente), vi risulta quindi un accettabile compromesso della geometria scelta per l'esecuzione delle prove.

Di deve notare che il rapporto scelto tra dimensione del cilindro e fondazione dipende dalla microstruttura della calcarenite e non è rappresentativo di altri test riguardanti un altro tipo di roccia tenera. Infatti il meccanismo di punzonamento di tale roccia porosa permette di avere una nuova zona a comportamento elastico al di sotto della fondazione dopo che è stato raggiunto il primo dominio di rottura. Ciò impedisce che il materiale sviluppi un meccanismo generale di rottura che sarebbe in conflitto con la dimensione minima del cilindro di confinamento in acciaio.

7.APPARECCHIATURA DI PROVA

L'apparecchiatura di prova utilizzata è la stessa usata dai Dott. Castellanza e Parma durante l'esecuzione delle prove di carico su rocce tenere. La progettazione dell'apparecchiatura all'epoca nasceva dall'idea del modello che si era assunto, dalla scala ridotta, dalle ipotesi fatte sulla condizione del sito quando la fondazione è sottoposta a un carico centrato o eccentrico.

La prova viene eseguita a controllo di spostamento e registrando gli spostamenti della fondazione attraverso l'uso di trasduttori di spostamento. Il sistema è concepito in modo tale da misurare lo spostamento verso l'alto del punto di applicazione del carico.

Il modello di fondazione è costituito da un cilindro in acciaio alto 20mm e di diametro 60mm. Vi è stato eseguita sulla parte superiore una scanalatura emisferica dove viene posta una sfera in acciaio in grado di trasmettere il carico verticale.

La configurazione assialsimmetrica del modello offre il vantaggio di evitare i problemi relativi alle condizioni al contorno che si avrebbero con una fondazione continua, e questo garantisce la rappresentatività dei risultati.

Il campione di calcarenite e la fondazione vengono posti sulla base di carico dell'apparecchiatura. La base viene fatta alzare a velocità costante, cosicché il carico viene trasmesso alla fondazione a spostamento controllato. Una scanalatura eseguita sulla base permette al pistone di carico di applicare un movimento verso l'alto del campione senza che si abbiano movimenti laterali o rotazioni.

Pertanto la prova viene eseguita a controllo di spostamento verticale e misurando il carico verticale e, nei casi di prova eccentrica, la rotazione della fondazione.

Nel caso di carico eccentrico, non trattato in questa sede, si era assunto da parte degli autori che potesse essere determinato da diverse ipotesi cinematiche riguardanti le piccole rotazioni delle fondazioni, e si era assunta la relazione $M=eV$.

Uno dei compiti dell'apparecchiatura è quello di evitare di trasmettere momenti flettenti dall'elemento di contrasto alle celle di carico, dal momento che è stata progettata per misurare i soli carichi assiali. Questo è possibile utilizzando due cerniere sferiche poste al di sopra e al di sotto di ciascuna cella di carico. Inoltre, la macchina è in grado di misurare le forze orizzontali parassite che possono apparire nel caso la fondazione venga caricata eccentricamente. A questo scopo, sono state previste due barre orizzontali in acciaio temperato che irrigidiscono la struttura e rendono il tutto utilizzabile su rocce tenere.

Su queste barre orizzontali è stato posto un blocco in ottone che vi può scorrere grazie all'ausilio di due boccole munite di cuscinetti. Vi è poi una terza boccola verticale che permette lo scorrimento verso l'alto del campione.

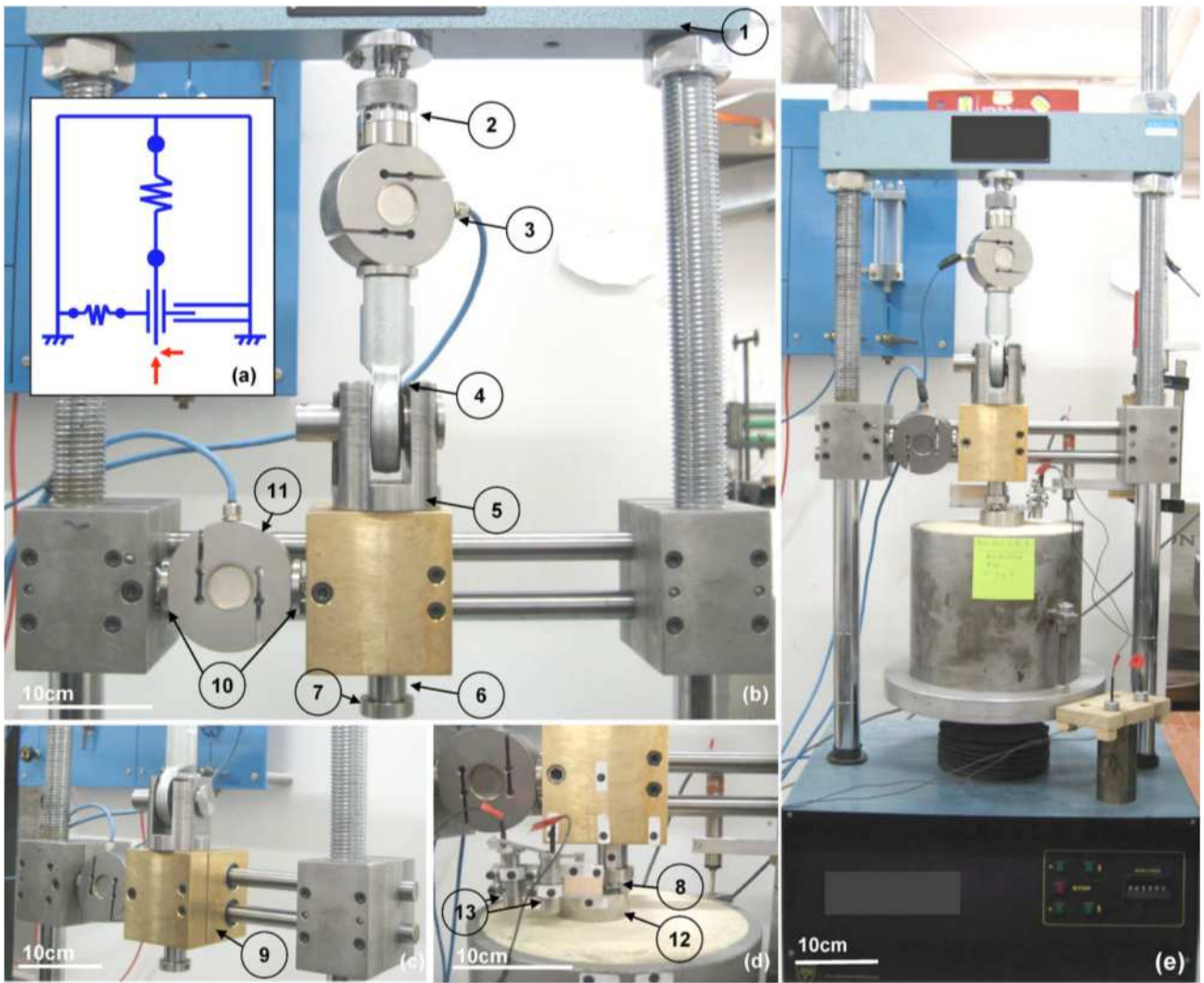


FIG. (39) – Apparecchiatura di prova (Castellanza et al - 2009)

In riferimento alla figura, tratta dall'articolo dei dott. Castellanza e Parma, l'apparecchiatura è composta da:

- Una barra orizzontale di contrasto (1)
- Una sfera in acciaio imbullonata al contrasto (2)
- Una cella di carico per la misura dei carichi verticali (3)
- Un golfare con filetto M24 avvitato alla cella di carico (4)
- Un elemento di connessione tra il golfare e il blocco di ottone (5)
- Una barra in acciaio temperato di 25mm di diametro che attraversa il blocco in ottone nella boccia verticale (6)
- Un elemento terminale con una scalanatura emisferica (7)
- Una sfera in acciaio che trasmette il carico (8)
- Il blocco in ottone che è libero di scorrere lungo le due barre orizzontali (9)
- Due golfari con filetto M8 posti sulla cella di carico orizzontale (10)
- La cella di carico orizzontale (11)
- Il modello di fondazione (12)
- Gli inclinometri (13)

La cella di carico ha una portata di 50 kN. Una molla che viene compressa traduce il valore di carico mediante una serie di misure della variazione della resistenza elettrica di un sensore posto al suo interno

8.CALIBRAZIONE

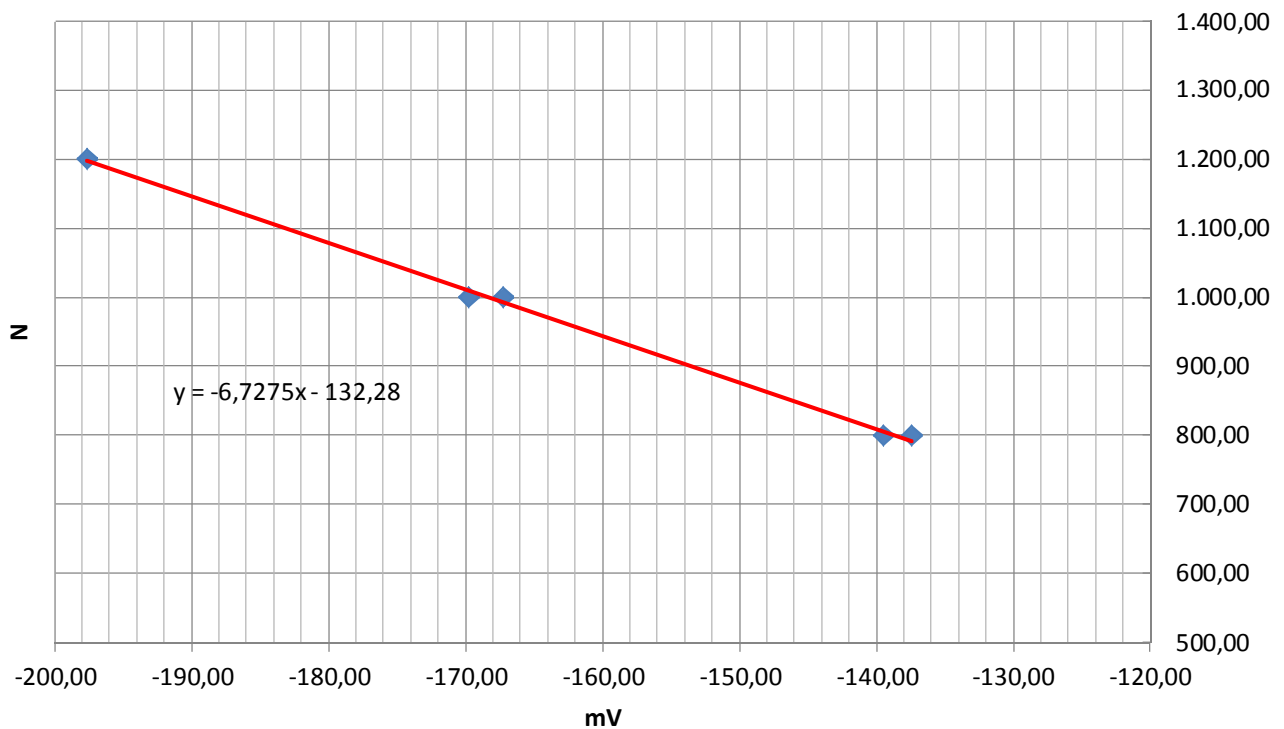
Prima di dare inizio alle prove è stato necessario provvedere alla calibrazione delle celle di carico e dei trasduttori di spostamento. La calibrazione è stata eseguita mediante l'ausilio del software DALITE v.2.4.

Per calibrare le celle di carico sono stati usati passi di carico da 20 kg partendo da 0 fino a 120 kg. La singola cella è stata montata sul telaio mostrato in figura. Vi sono due basi in acciaio collegate insieme da quattro barre, al centro è installata la cella su cui è stata avvitata una barra e una piastra su cui applicare il carico.



FIG. (40) – calibrazione della cella di carico

Le misurazioni sono state effettuate sia in fase di carico che in fase di scarico, e ad ogni passo di carico sono state annotate le letture su monitor, che rappresentano i mV registrati per ciascun passo. Escludendo i valori iniziali, affetti da errori, è stata ricavata la seguente retta:



GRAF. (12) – calibrazione cella di carico

lettura [mV]	carico [N]
9,50	0,00
-23,50	200,00
-57,60	400,00
-101,00	600,00
-137,50	800,00
-167,30	1.000,00
-197,70	1.200,00
-169,80	1.000,00
-139,50	800,00
-103,20	600,00
-67,10	400,00
-27,25	200,00
10,13	0,00

TAB. (2) – calibrazione cella di carico

I parametri m e q della retta sono quelli richiesti per la calibrazione dello strumento. Una volta inseriti questi dati il software è in grado di associare ad ogni lettura l'effettivo carico applicato.

Lo stesso procedimento è stato eseguito per calibrare il trasduttore di spostamento. Il trasduttore è stato montato sul micrometro illustrato in figura.

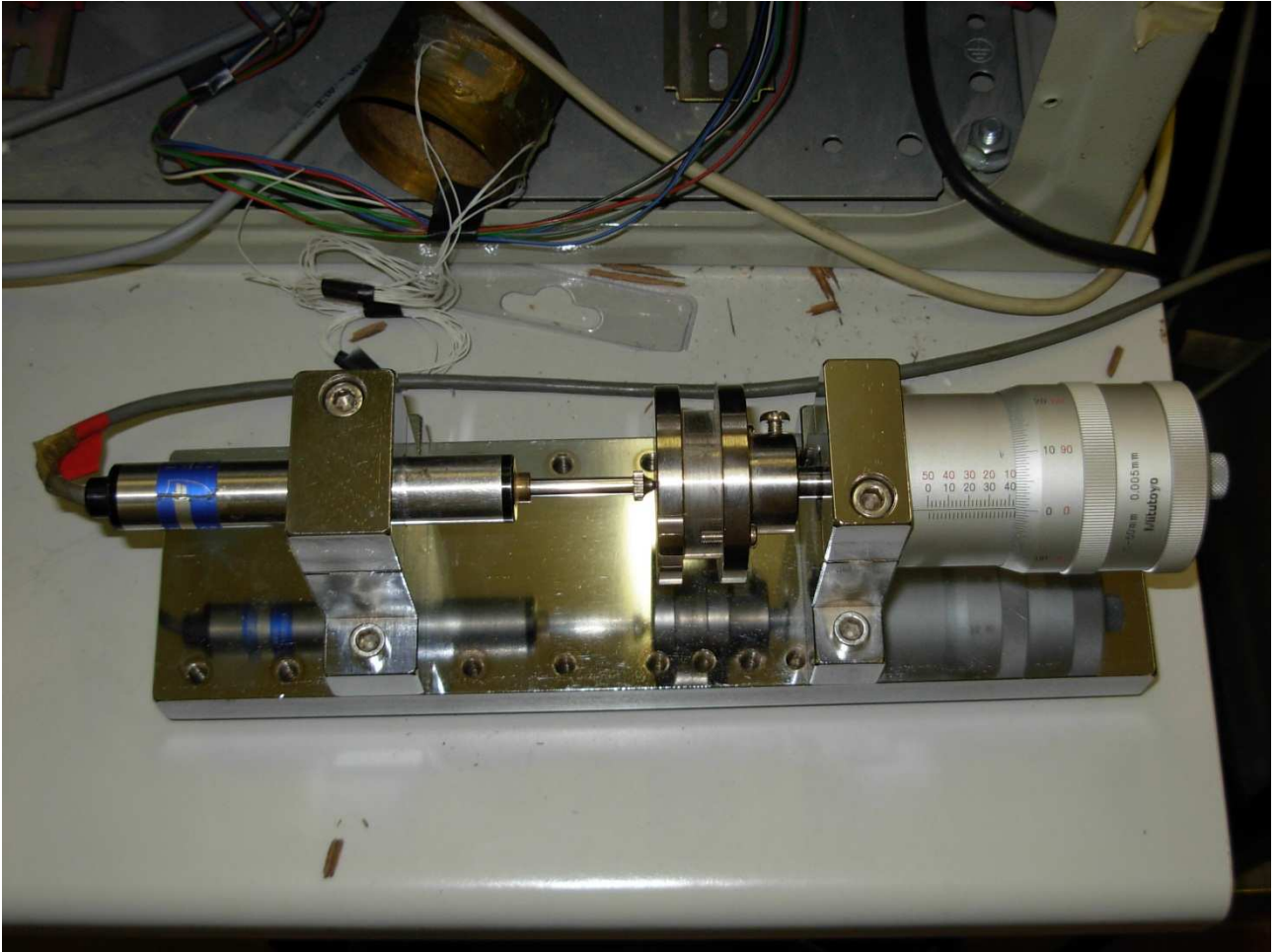
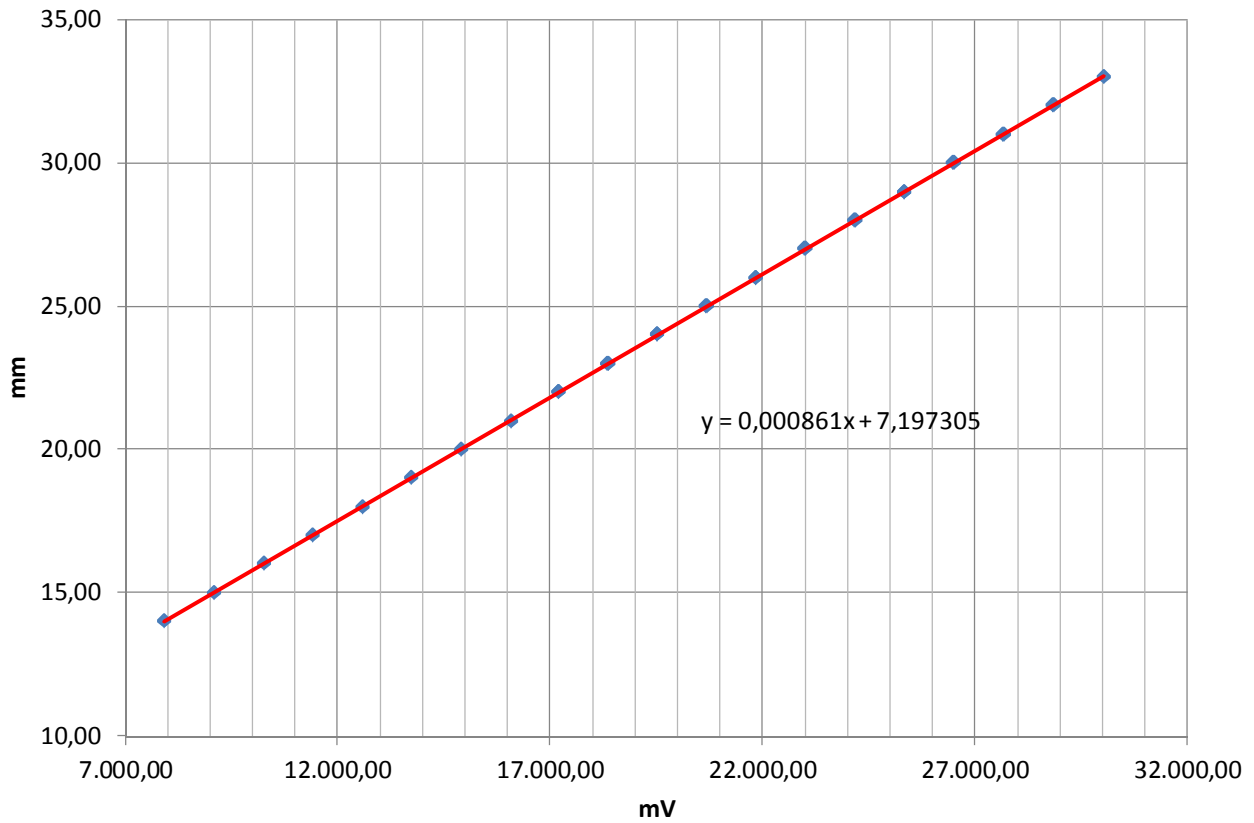


FIG. (41) – micrometro per la calibrazione del trasduttore di spostamento

La lettura è stata fatta per ogni passo da 1 mm, sia in accorciamento che in allungamento, e si sono ottenuti i seguenti dati, sempre trascurando i valori iniziali:



GRAF. (13) – calibrazione trasduttore di spostamento

lettura [mV]	spostamento [mm]
-213,50	7,00
815,60	8,00
1.986,81	9,00
3.154,80	10,00
4.319,65	11,00
5.477,15	12,00
6.655,68	13,00
7.817,99	14,00
8.991,70	15,00
10.154,00	16,00
11.327,70	17,00
12.491,29	18,00
13.666,28	19,00
14.824,78	20,00
15.995,96	21,00
17.170,69	22,00
18.328,81	23,00
19.488,57	24,00
20.649,61	25,00
21.813,82	26,00
22.980,56	27,00
24.143,50	28,00
25.304,50	29,00
26.470,65	30,00
27.646,81	31,00
28.823,13	32,00
30.019,61	33,00
28.848,50	32,00
27.672,18	31,00
26.480,75	30,00
25.319,68	29,00
24.158,69	28,00
22.997,62	27,00
21.831,50	26,00
20.675,56	25,00
19.509,44	24,00
18.352,89	23,00
17.195,01	22,00
16.062,50	21,00
14.881,80	20,00
13.728,38	19,00
12.569,25	18,00
11.401,88	17,00
10.247,17	16,00
9.070,92	15,00

lettura [mV]	spostamento [mm]
7.890,24	14,00
6.727,92	13,00
5.565,63	12,00
4.410,28	11,00
3.254,33	10,00
2.097,72	9,00
929,71	8,00
-212,29	7,00

TAB. (3) – calibrazione trasduttore di spostamento

9. MODALITÀ DI PREPARAZIONE DEL PROVINO

I provini utilizzati per l'esecuzione delle prove sono stati ricavati carotando da blocchi di calcarenite dei cilindri di diametro 18cm. Successivamente sono stati tagliati per un'altezza di 20 cm.

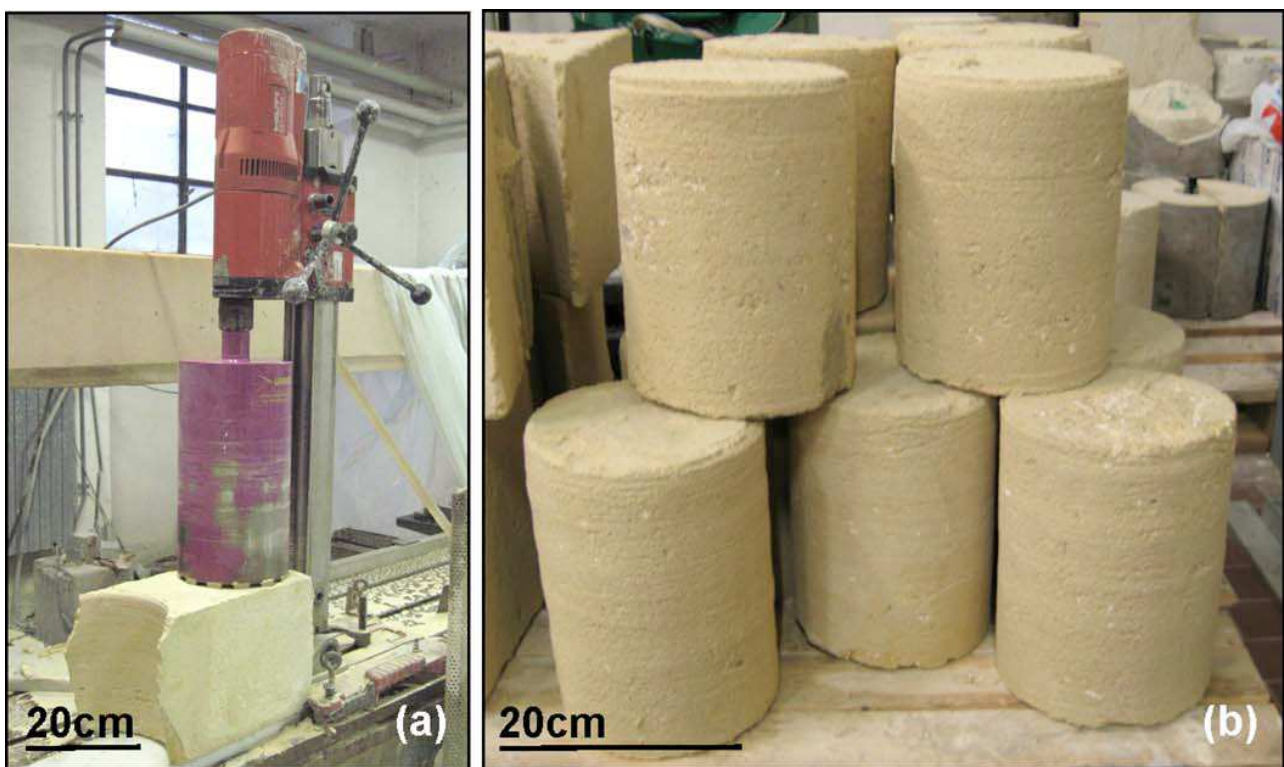


FIG. (42) – a) carotaggio del campione b) campione carotato (Castellanza et al - 2009)

Una volta carotati i campioni, a seconda che la prova sia eseguita in regime asciutto o saturo, la modalità di preparazione è differente.

Nel caso asciutto, il campione è stato posto nel cassero in acciaio mostrato in figura, facendo particolare attenzione a mantenere la perpendicolarità del provino. Per fare ciò è stata prevista la posa sul fondo di una malta abbastanza densa realizzata con cemento a presa rapida e polvere di calcarenite proveniente dalla sagomatura del campione.



FIG. (43) – cassero metallico

Una volta adagiato il campione nel cassero, si è provveduto a sigillarlo ai bordi colando del cemento a presa rapida tipo Maporapid. Una volta eseguita questa operazione, si è lasciato riposare il campione, in quanto l'acqua presente nell'impasto è finita in parte dentro il materiale, saturandolo nella parte esterna.

Trascorse alcune ore il campione torna ad essere completamente asciutto, e si è provveduto a rifinire la parte superiore del campione dove è stato successivamente posto il modello di fondazione.



FIG. (44) – sagomatura superficiale del provino

Dopo questa operazione di finitura è stato possibile dare inizio alla prova. Si è posta estrema attenzione affinché il modello di fondazione fosse posto sopra il provino in posizione perfettamente orizzontale

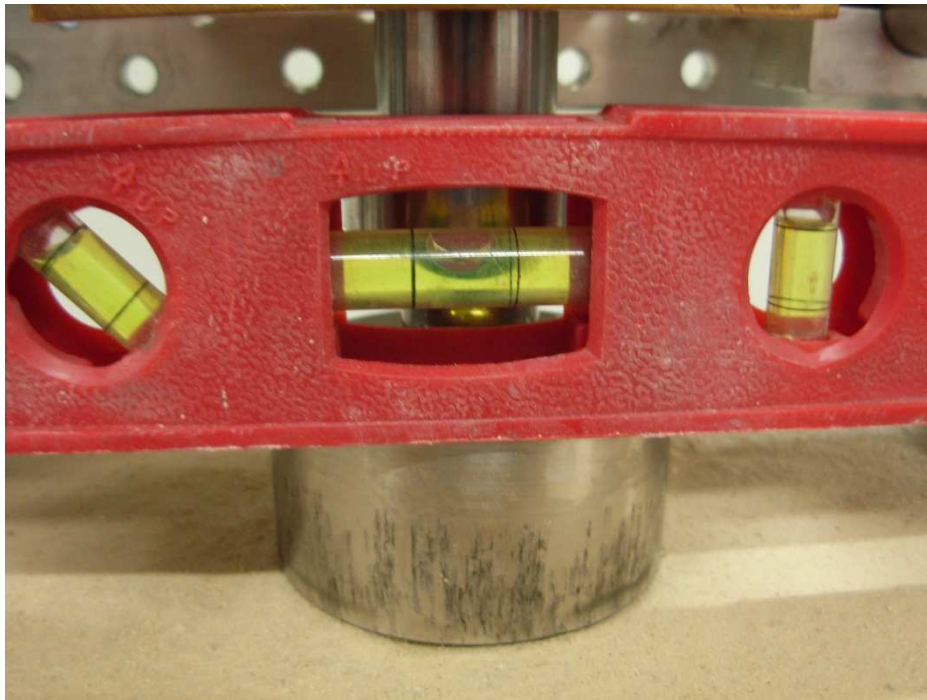


FIG. (45) – posa del modello di fondazione

Nel caso saturo è stato necessario provvedere alla saturazione del campione. In questo caso il provino è stato imbibito per risalita capillare, dopodichè lo si è lasciato immerso in un recipiente colmo d'acqua per alcune ore.



FIG. (46) – saturazione del campione

Si è pesato il campione secco e poi lo si è pesato per ogni frazione di ora finché il peso non variava più, assumendo che in queste condizioni il provino fosse saturo. Una volta stabilito ciò, la sua preparazione è avvenuta come quella del caso secco. Non è stato necessario far riposare il campione in quanto, essendo saturo, non ha assorbito l'acqua dell'impasto cementizio.

Di seguito sono illustrate le varie fasi di preparazione di un provino nel caso saturo.



FIG. (47) – cassero in acciaio e preparazione del fondo con malta



FIG. (48) – posa del campione nel cassero



FIG. (49) – posa del campione nel cassero



FIG. (50) – sigillatura con cemento a presa rapida



FIG. (51) – profilatura del campione



FIG. (52) – provino pronto per l'esecuzione della prova



FIG. (53) – posa del modello di fondazione



FIG. (54) – posa del campione sulla macchina di prova

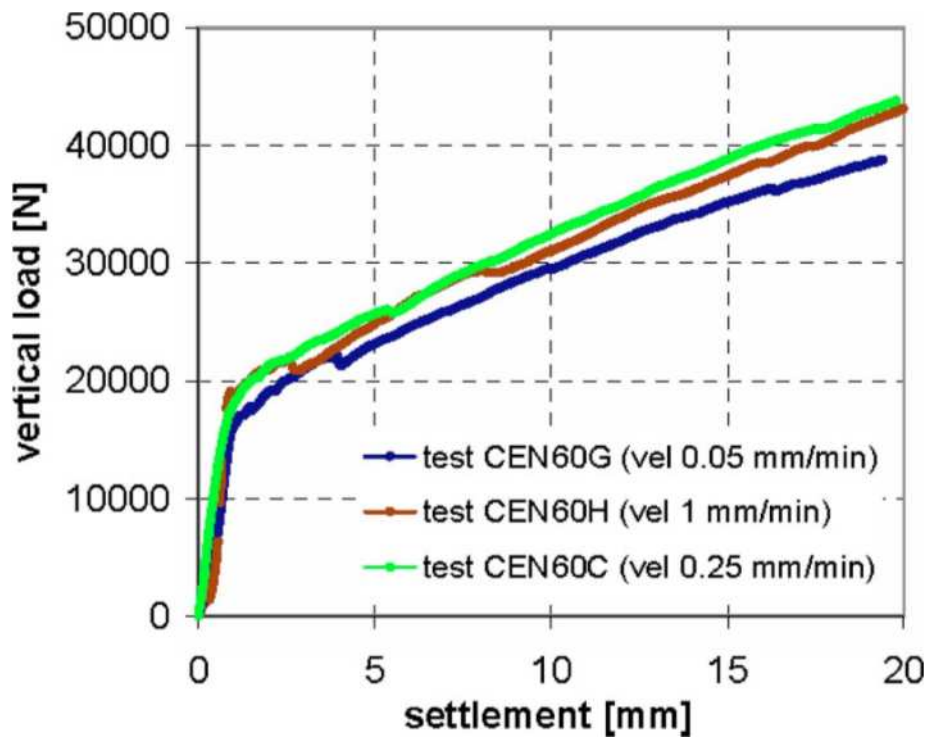
10.PROVE PRELIMINARI

Al fine di prendere confidenza con l'apparecchiatura di prova e per verificare la bontà dei risultati ottenuti nelle prove precedenti (Castellanza et al - 2009), sono state eseguite prove su provini dello stesso materiale da loro utilizzati. Sono state eseguite cinque prove, tre nel caso secco e due nel caso saturo.

Nei grafici ora presentati, gli spostamenti indicati rappresentano il sollevamento del cassero di confinamento misurati tramite il trasduttore di spostamento, mentre la forza è quella misurata dalla cella di carico.

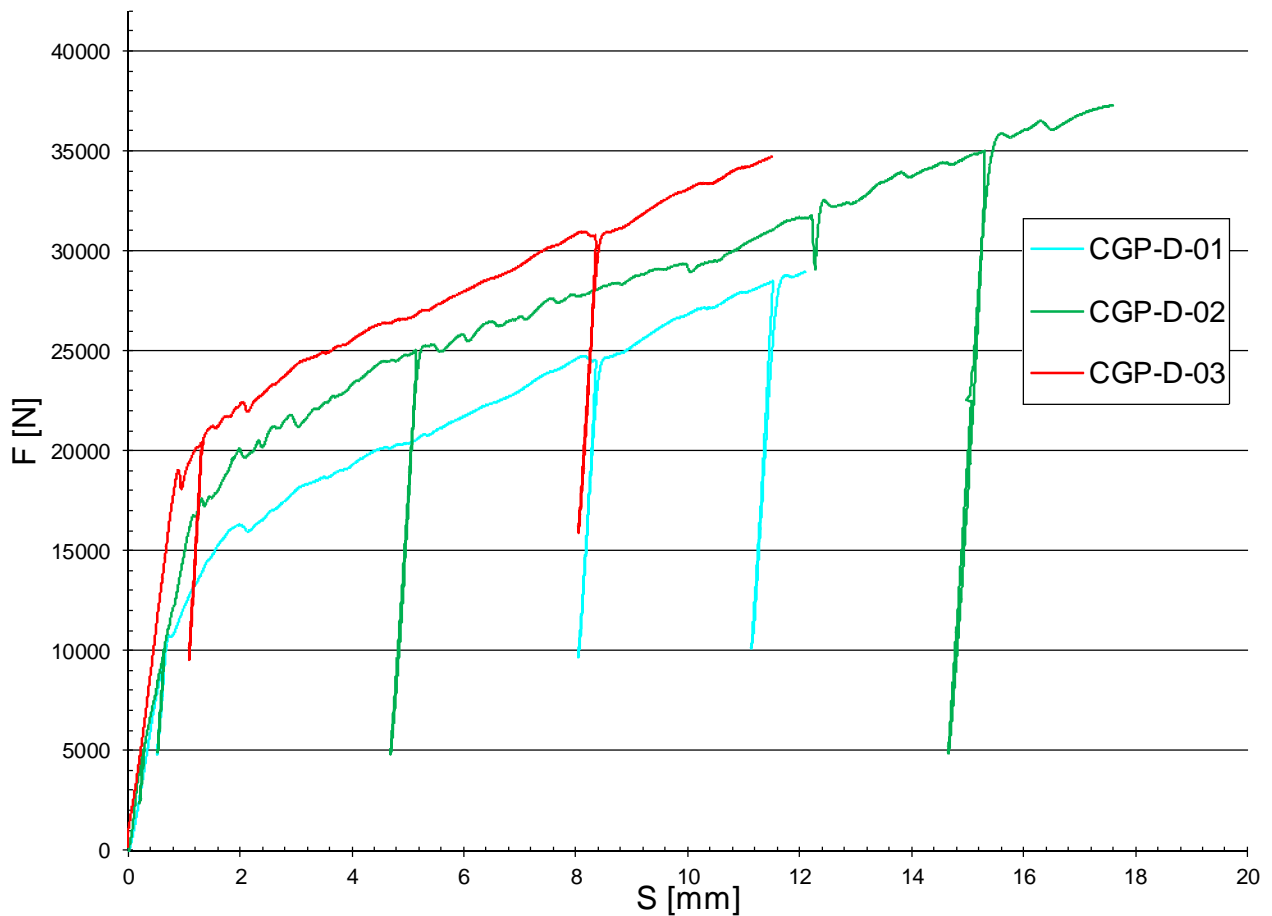
La superficie inferiore del modello di fondazione riproduce la condizione di una fondazione liscia e l'effetto della scabrezza non è stato qui considerato.

Negli studi precedenti, si è verificato che la velocità di carico non ha alcuna influenza sulla risposta osservata e che plinti circolari con un diametro inferiore a 60 mm mostrano essenzialmente la stessa risposta. Pertanto si è scelto di effettuare la prova con una velocità di 0,25mm/min



GRAF. (14) – test condotti a diverse velocità (Castellanza et al - 2009)

Il grafico successivo mostra i risultati sperimentali ottenuti nel caso secco



GRAF. (15) – risultati sperimentali nel caso secco

Confrontando questi risultati con quelli ottenuti dalle campagne sperimentali precedenti, si può osservare una buona aderenza dei risultati ottenuti. Si noti che si verifica un cambio di rigidezza (curva bilineare) quando i carichi esterni raggiungono una certa soglia.

Si sono effettuati cicli di scarico-ricarico a diverse fasi di carico, e risulta che il materiale memorizza il livello massimo di carico precedentemente raggiunto durante la prova.

Inoltre dai grafici si evidenzia una buona ripetibilità dei test garantita dal dispositivo di prova e dalla pietra naturale scelta per l'esperimento.

Si vuole sottolineare in questa sede il comportamento del campione 1. Dal grafico si nota che la sua resistenza è minore rispetto agli altri due campioni, ciò è dovuto al fatto che, colando il cemento fluido nel campione, l'acqua presente nell'impasto ha parzialmente saturato il provino. Pertanto per la prima prova si può affermare che le condizioni fossero parzialmente sature. All'inizio il campione si è comportato come se fosse saturo, successivamente la fondazione ha raggiunto la parte asciutta e si è avuto un irrigidimento del suo comportamento.

Nelle due prove successive allora, tra l'operazione di cassatura e l'esecuzione della prova, si è attesa qualche ora affinché si asciugasse l'acqua dell'impasto assorbita dal campione.

Di seguito sono illustrate alcune fasi dell'esecuzione della prova.

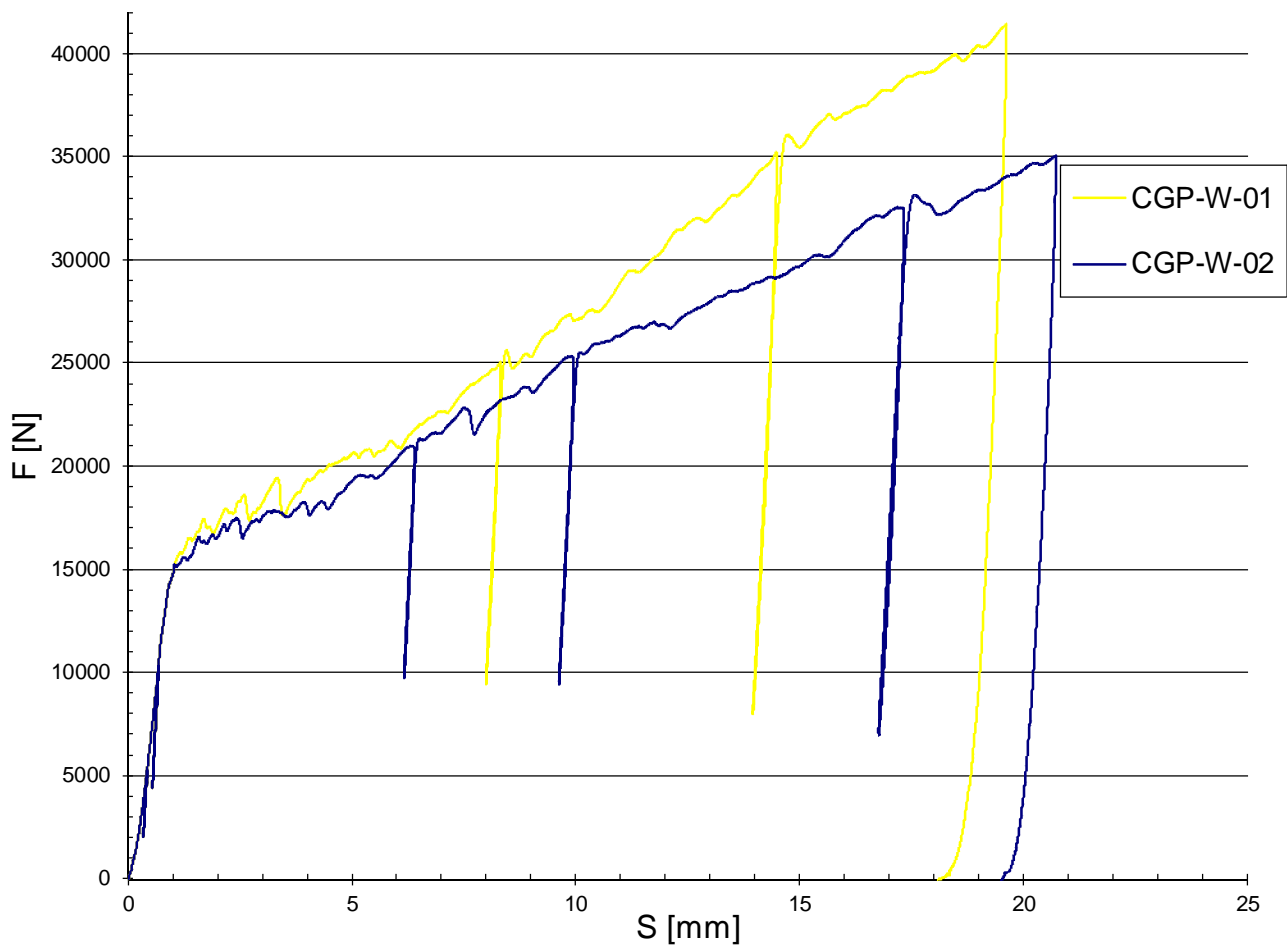


FIG. (55) – campione dopo l'esecuzione della prova



FIG. (56) – meccanismo di rottura superficiale nel caso secco

Si illustrano ora i risultati sperimentali ottenuti nel caso di provino saturo.



GRAF.(16) – risultati sperimentali nel caso saturo

Anche in questo caso vi è una buona aderenza tra i risultati ottenuti e quelli precedenti ricavati dal Dott. Parma. Si vuole far notare il comportamento del campione 1. Dopo un certo livello di carico si osserva un irrigidimento del suo comportamento. Questo fenomeno è dovuto al fatto che il modello di fondazione ha incominciato a ruotare, e quindi l'area di appoggio sul provino è aumentata. Ciò ha comportato un aumento di rigidità della calcarenite.

Di seguito sono illustrate alcune fasi dell'esecuzione della prova.

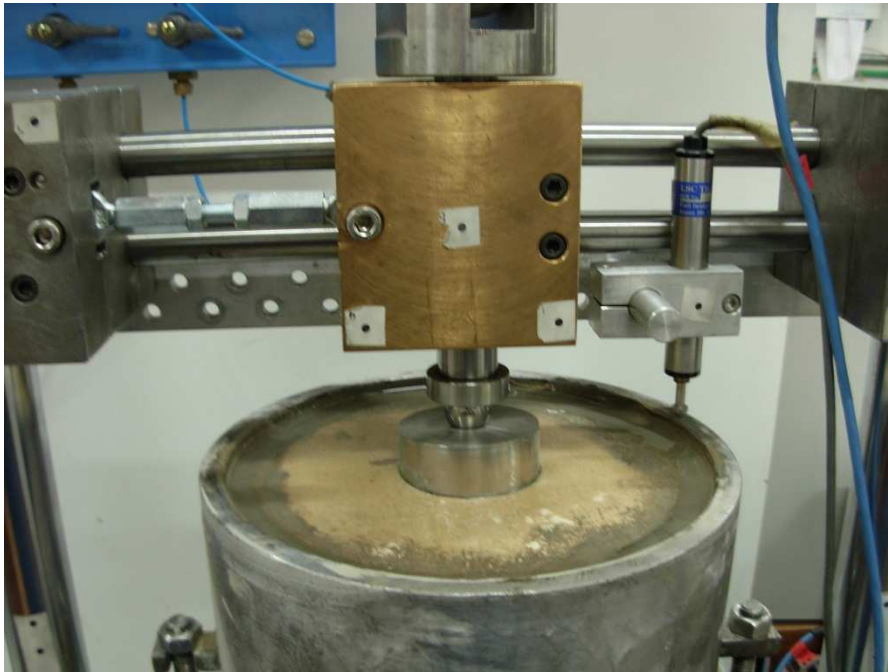


FIG. (57) – esecuzione della prima prova satura



FIG. (58) – particolare fondazione inclinata



FIG. (59) – campione dopo l'esecuzione della prima prova

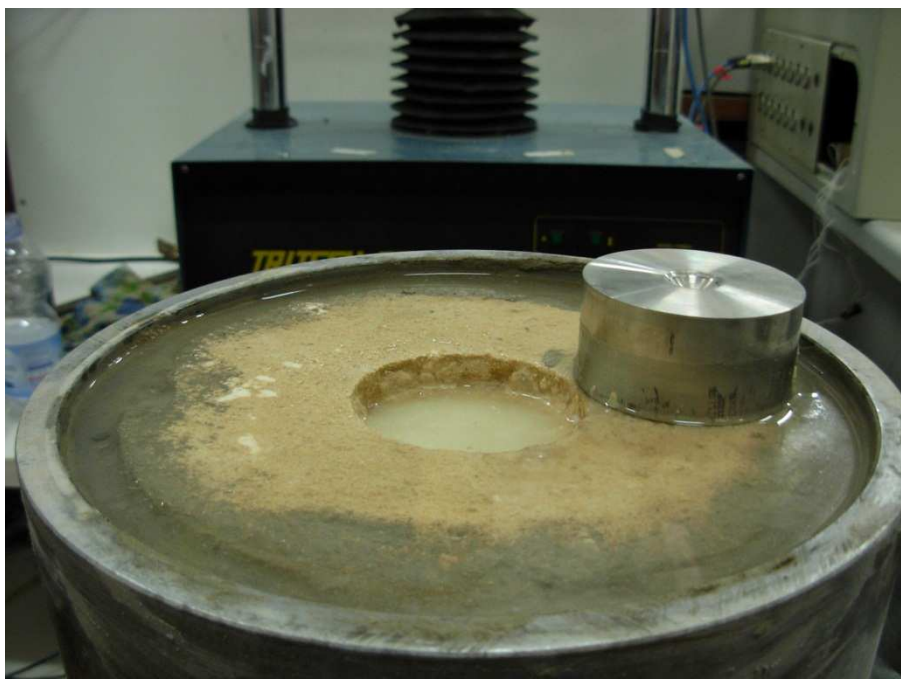


FIG. (60) – meccanismo di rottura superficiale nel caso saturo

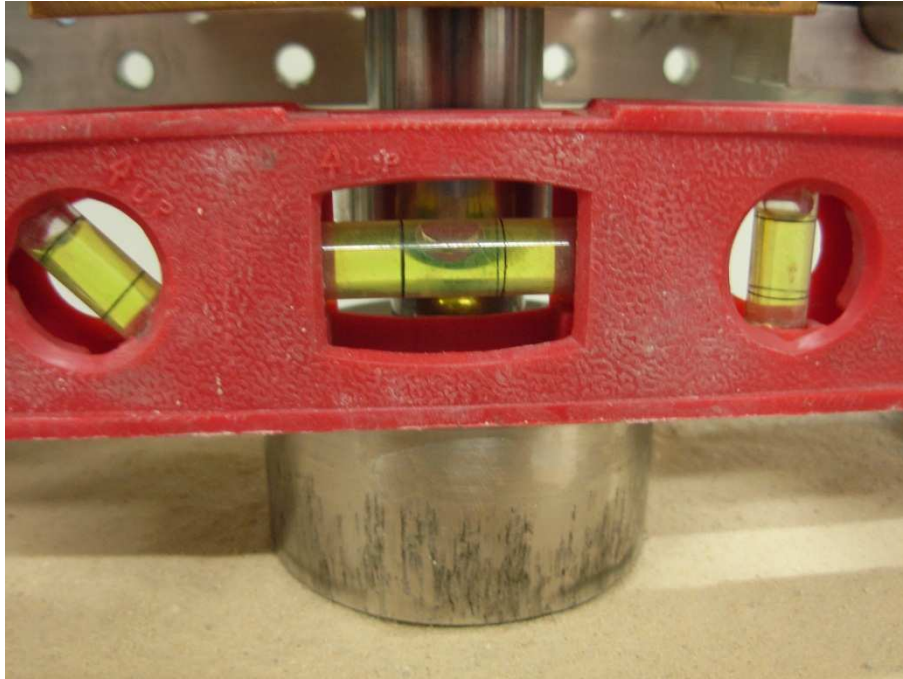


FIG. (61) – esecuzione della seconda prova: si è posta particolare attenzione alla perfetta orizzontalità del modello di fondazione



FIG. (62) – esecuzione della seconda prova satura

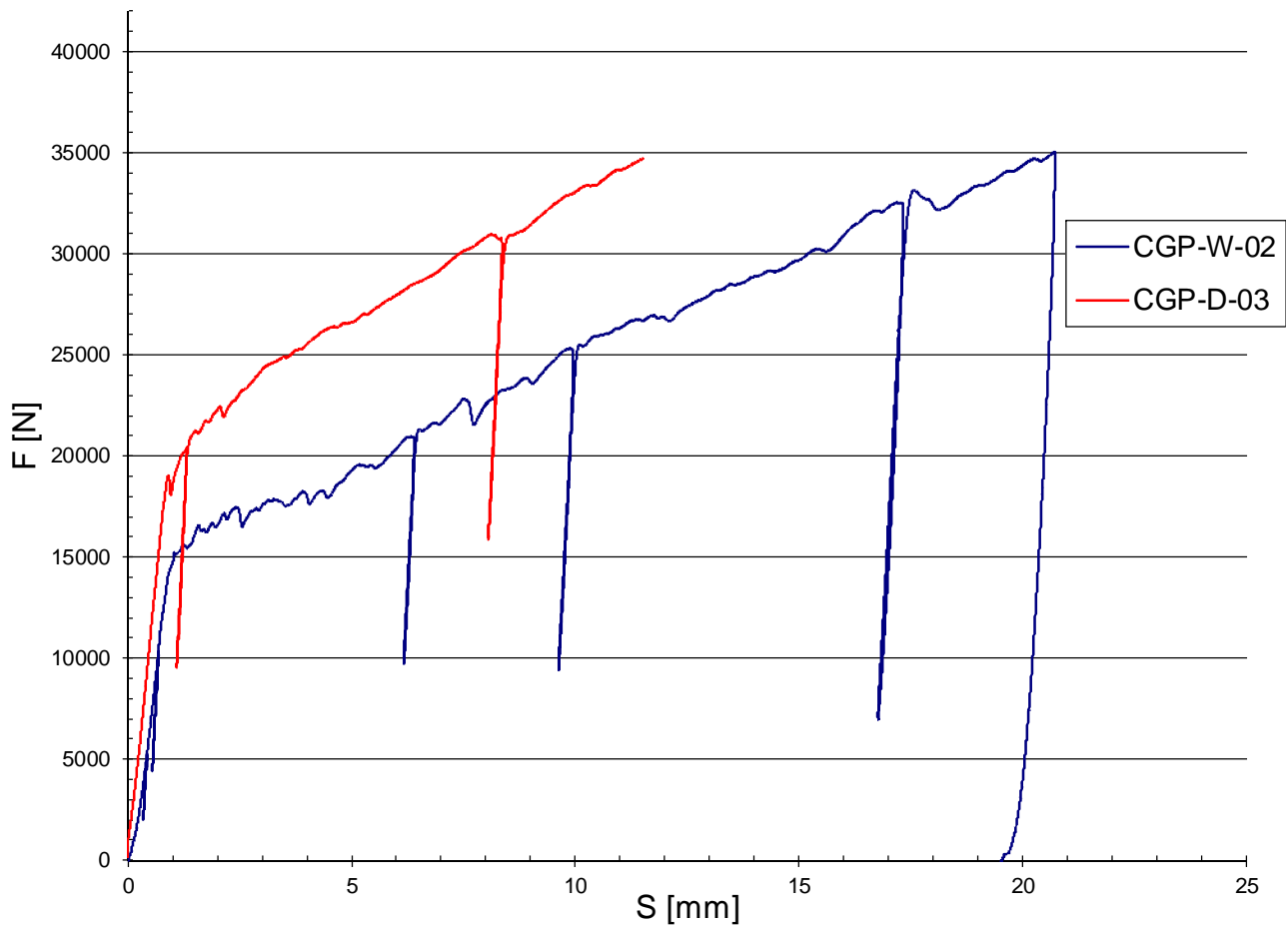


FIG. (63) – campione al termine della seconda prova



FIG. (64) – meccanismo di rottura superficiale nel caso saturo

Confrontando i risultati ottenuti, si evince che l'acqua ha un ruolo fondamentale nel comportamento meccanico della calcarenite. Infatti la sua presenza riduce la resistenza del campione nell'ordine del 20%-30% rispetto allo stesso campione asciutto.



GRAF. (17) – confronto risultati sperimentali

Dopo la prova, il blocco cilindrico è stato diviso in due metà, con l'obiettivo di rilevare l'estensione della zona destrutturata. La figura seguente mostra l'aspetto del blocco di calcarenite alla fine del test, evidenziando la zona di collasso e il bulbo di rottura.



FIG. (65) – bulbo di rottura

11.RISULTATI SPERIMENTALI

Il passo successivo è stato quello di effettuare prove in regime asciutto e in regime saturo su campioni prelevati direttamente in sito nel comune di Canosa (BA).

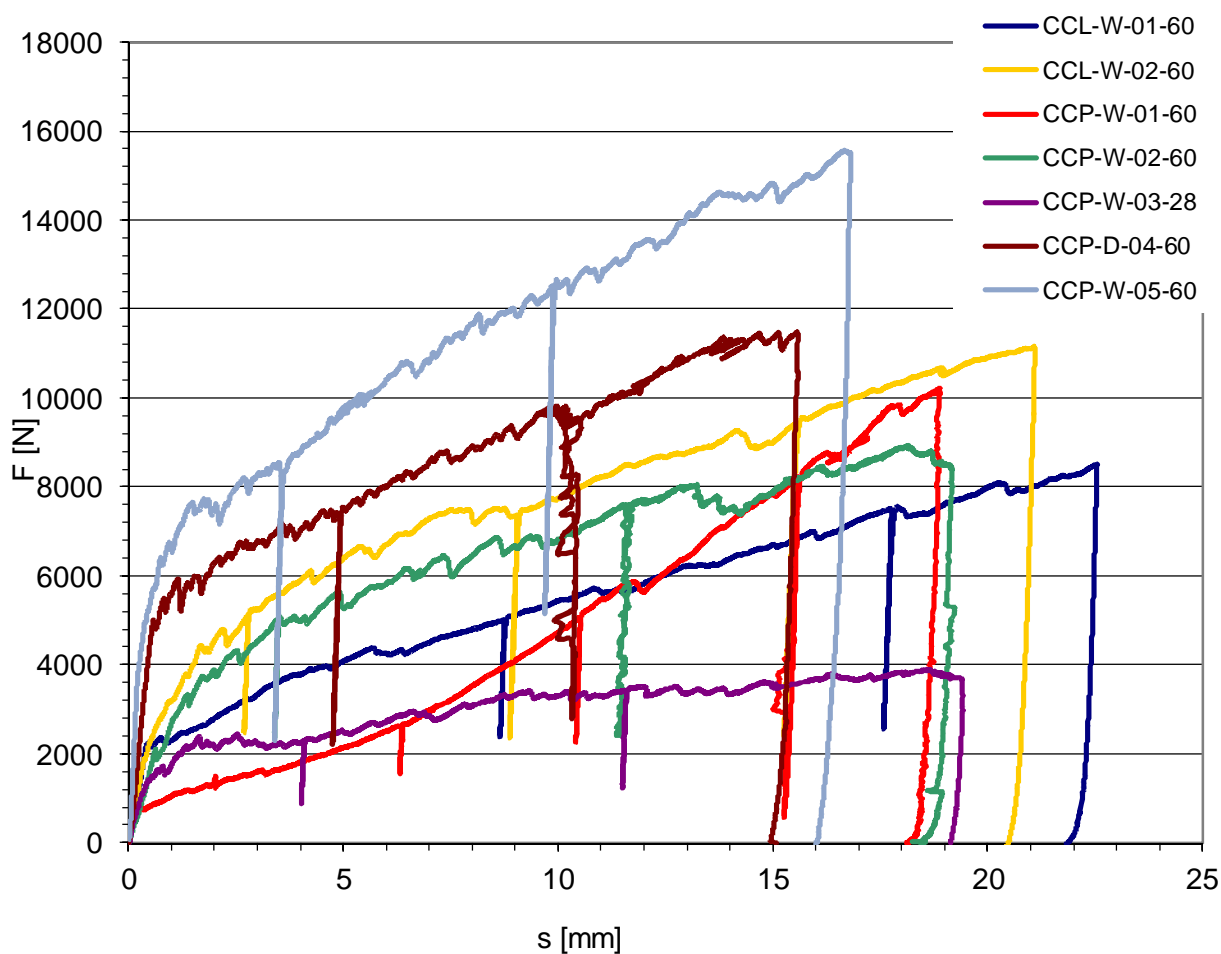
Le modalità di preparazione del provino e di esecuzione della prova sono le stesse usate per i casi precedenti.

Nella tabella seguente sono riportati la denominazione del campione, le condizioni di esecuzione, il diametro della fondazione scelto.

NOME PROVINO	CONDIZIONI	DIAMETRO FONDAZIONE	SITO
CCL-W-01-60	Saturo	60mm	VIA PRIMO MAGGIO
CCL-W-02-60	Saturo	60mm	VIA PRIMO MAGGIO
CCP-W-01-60	Saturo	60mm	VIA MANZONI
CCP-W-02-60	Saturo	60mm	VIA MANZONI
CCP-W-03-28	Saturo	28mm	VIA MANZONI
CCP-W-04-60	Secco	60mm	VIA MANZONI
CCP-W-05-60	Saturo	60mm	VIA MANZONI

TAB. (4) – campioni utilizzati

I risultati sperimentali sono riportati sul seguente grafico

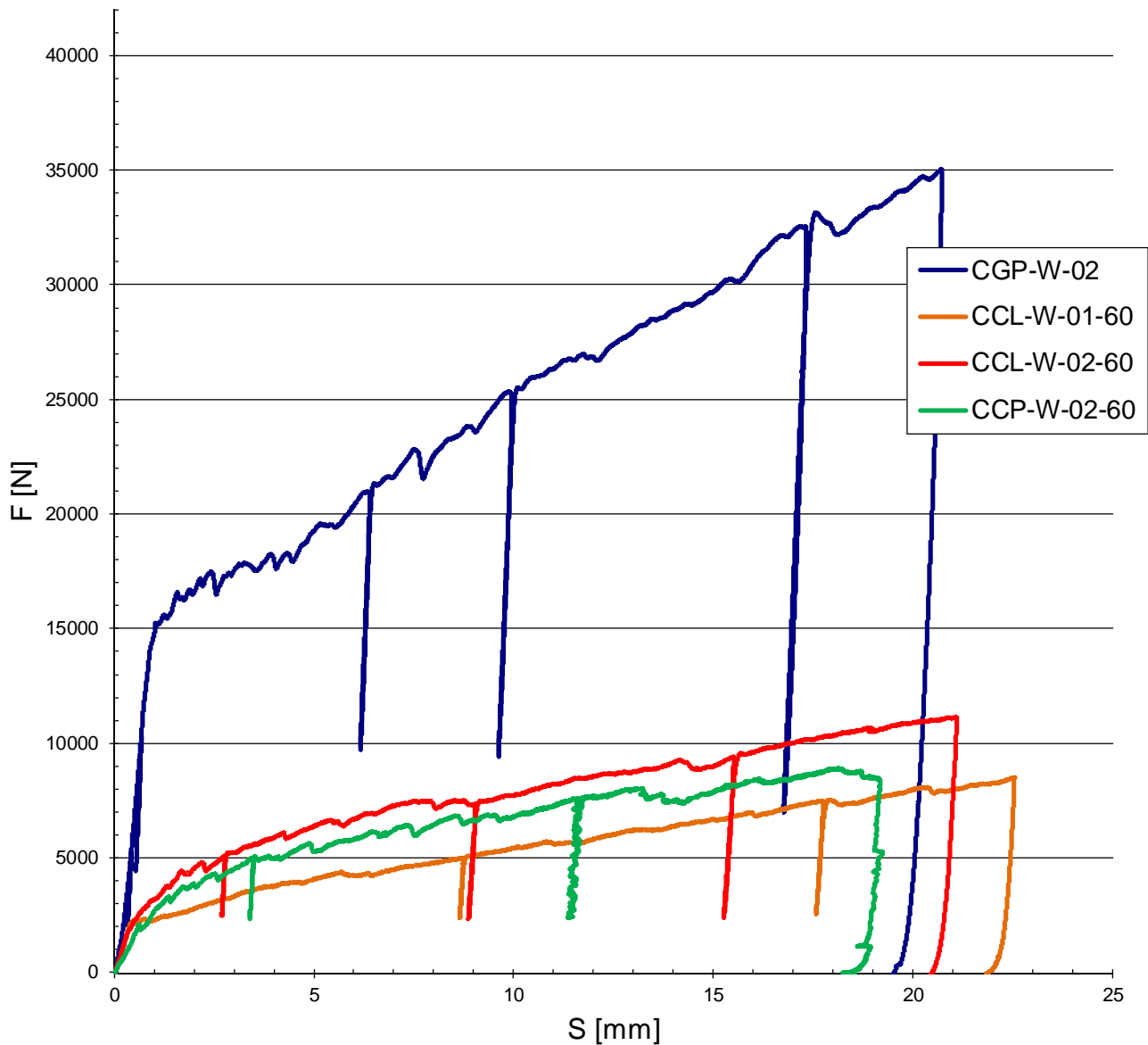


GRAF. (18) – risultati sperimentali su campioni di Canosa (BA)

In generale si osserva l'andamento tipico bilineare che aveva caratterizzato il comportamento dei campioni studiati precedentemente. Inoltre anche in questo caso si sono effettuati cicli di scarico-ricarico a diverse fasi di carico, e risulta che il materiale memorizza il livello massimo di carico precedentemente raggiunto durante la prova.

Dai grafici si evidenzia una buona ripetibilità dei test garantita dal dispositivo di prova e dalla pietra naturale scelta per l'esperimento.

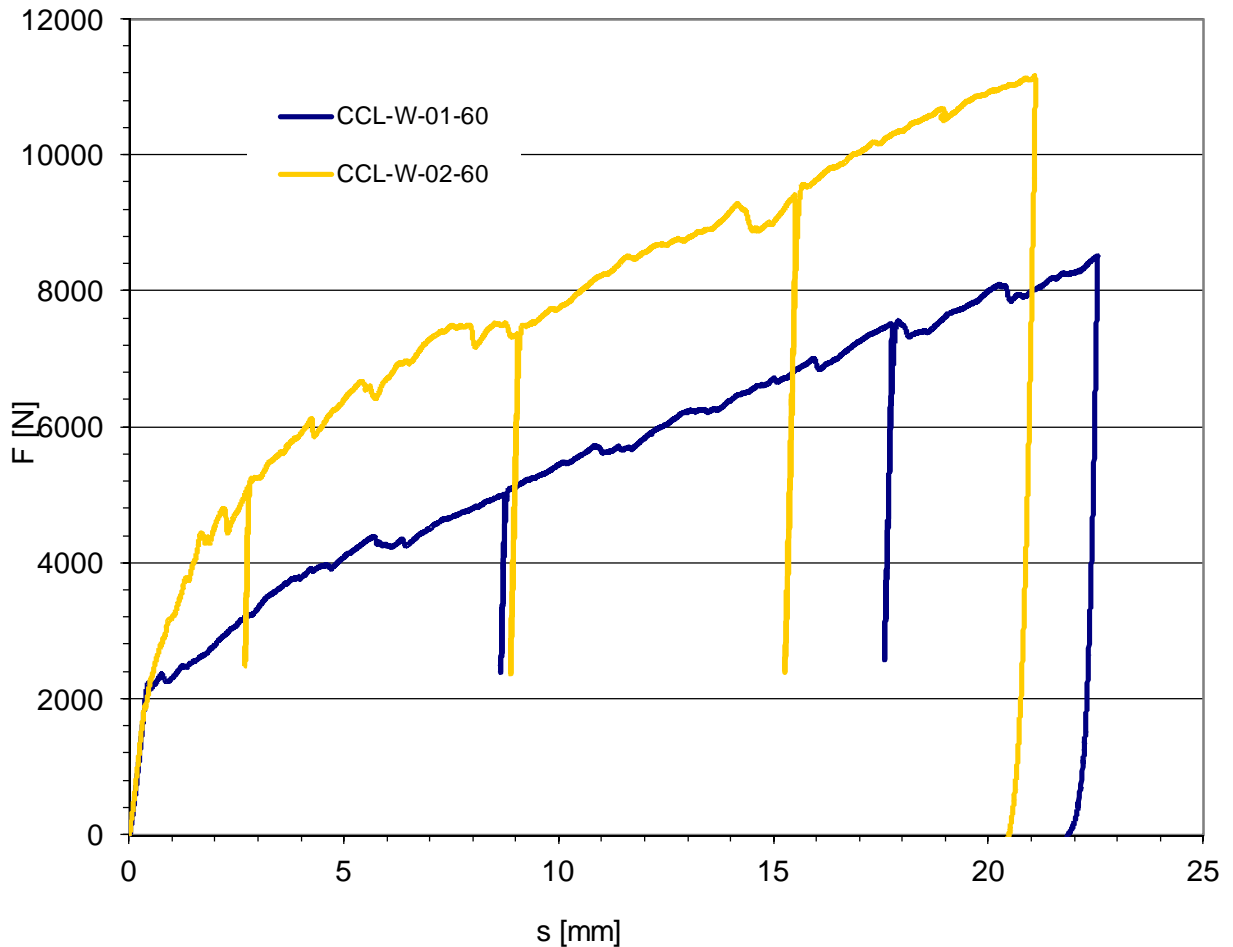
Si vuole far notare però che in questo caso la capacità portante della fondazione è nettamente inferiore rispetto a quella della calcarenite studiata nei casi preliminari e il livello di carico per cui si ha il cambio di rigidità è raggiunto per valori estremamente più bassi.



GRAF. (19) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni di Gravina (CGP) e su quelli di Canosa (CCL, CCP)

11.1.Campioni CCL

I campioni denominati CCL sono stati prelevati dallo stesso blocco di calcarenite proveniente dal sito di via Primo Maggio. I risultati sono illustrati nel grafico seguente:



GRAF. (20) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni CCL

Le prove sono state eseguite entrambe nel caso saturo, in quanto risulta essere la situazione più gravosa per il materiale. Si osserva il medesimo comportamento soprattutto nella parte iniziale, poi si ha, per il campione 1, un rapido cambio di pendenza, mentre per il campione 2 questo avviene gradualmente. Ciò è spiegabile dalla presenza di inclusioni all'interno del materiale, che causa queste differenti risposte anche in provini prelevati dallo stesso punto.



FIG. (66) – campione CCL-W-01-60



FIG. (67) – preparazione del campione CCL-W-01-60



FIG. (68) – esecuzione della prova sul campione CCL-W-01-60



FIG. (69) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCL-W-01-60



FIG. (70) – esecuzione della prova sul campione CCL-W-02-60



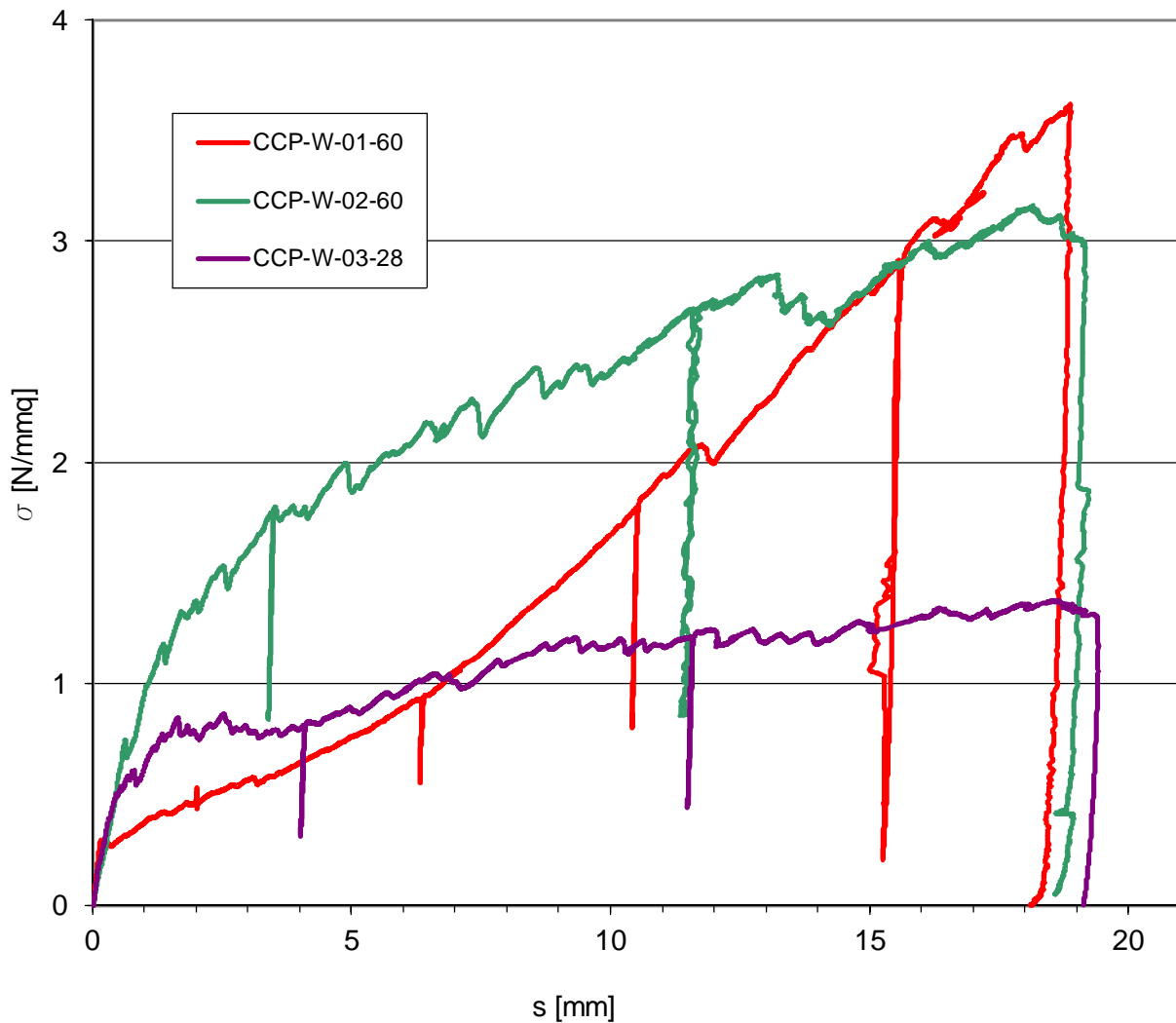
FIG. (71) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCL-W-02-60



FIG. (72) – bulbo di rottura del campione CCL-W-02-60

11.2. Campioni CCP-W-01/02/03

Più curiosa è la risposta ottenuta dai campioni denominati CCP-W-01/02/03, prelevati dal sito di via Manzoni. Di seguito è mostrato il grafico dove sono raccolti i risultati ottenuti nel caso saturo.



GRAF. (21) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni CCP 01/02/03

Si sottolinea il fatto che nel grafico precedente, avendo usato diametri di fondazione diversi, risposta è stata normalizzata sullo sforzo.

La risposta del campione CCP-W-01-60 mostra un andamento anomalo. Questo è spiegato dal fatto che all'interno il campione presentava una zona maggiormente porosa e con inclusioni di diametro maggiore. Ciò ha causato una rapida perdita di rigidità, e quando la fondazione ha raggiunto la parte meno porosa si è avuto un nuovo incremento della rigidità, come si evince chiaramente dal grafico.



FIG. (73) – Campione CCP-W-01-60 con evidenziata la zona maggiormente porosa

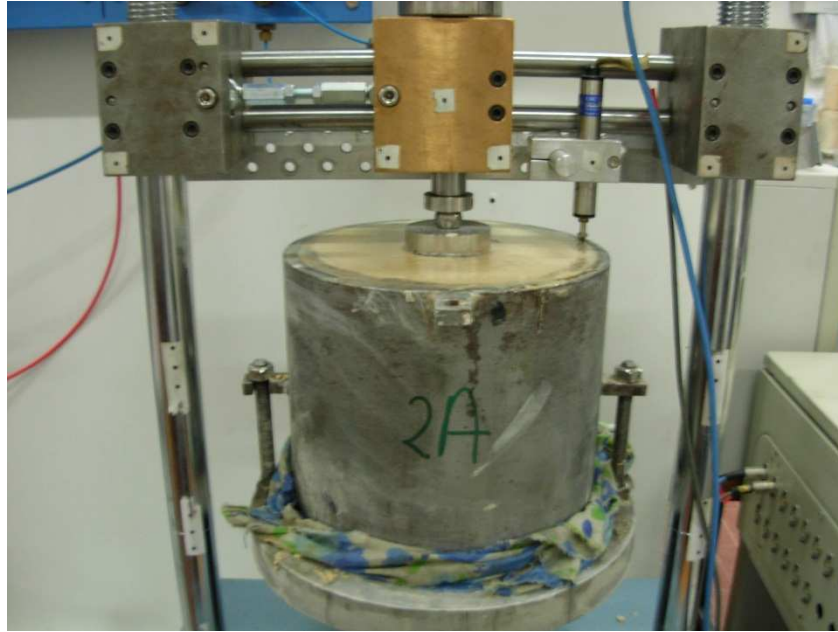
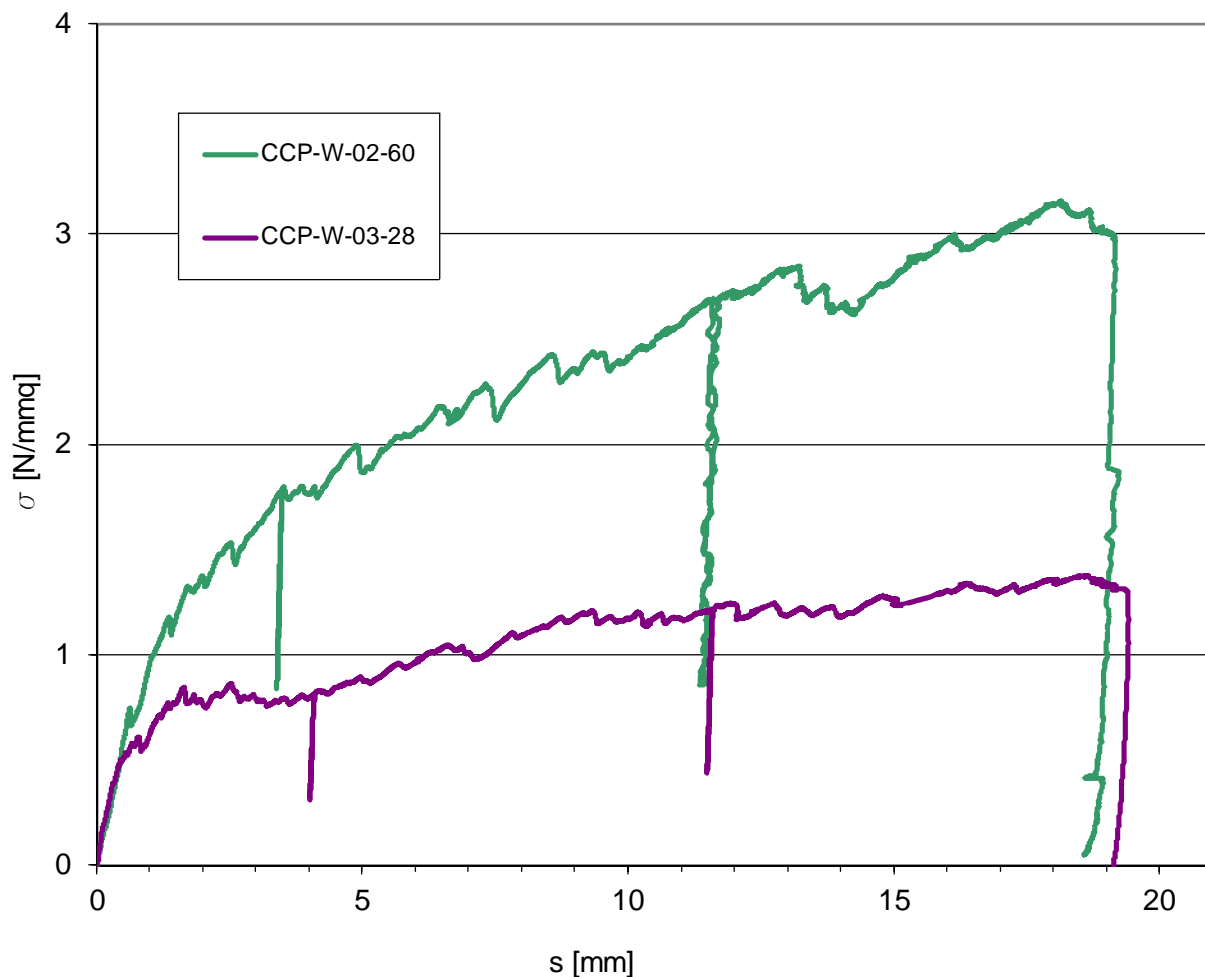


FIG. (74) – Esecuzione della prova sul campione CCP-W-01-60



FIG. (75) – zona maggiormente porosa nel campione CCP-W-01-60

Si sono effettuate prove con diametri di fondazione diversi per capire il comportamento al variare della superficie di appoggio della fondazione.



GRAF. (22) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni CCP 02/03 al variare del diametro della fondazione

Si osserva che la fondazione con diametro minore mostra un cambio di rigidità più marcato rispetto al diametro maggiore, mentre nel tratto iniziale la pendenza è la medesima. Ciò può essere spiegato dal fatto che una superficie di appoggio più piccola comporta una capacità portante inferiore.



FIG. (76) – esecuzione della prova sul campione CCP-W-02-60



FIG. (77) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCP-W-02-60



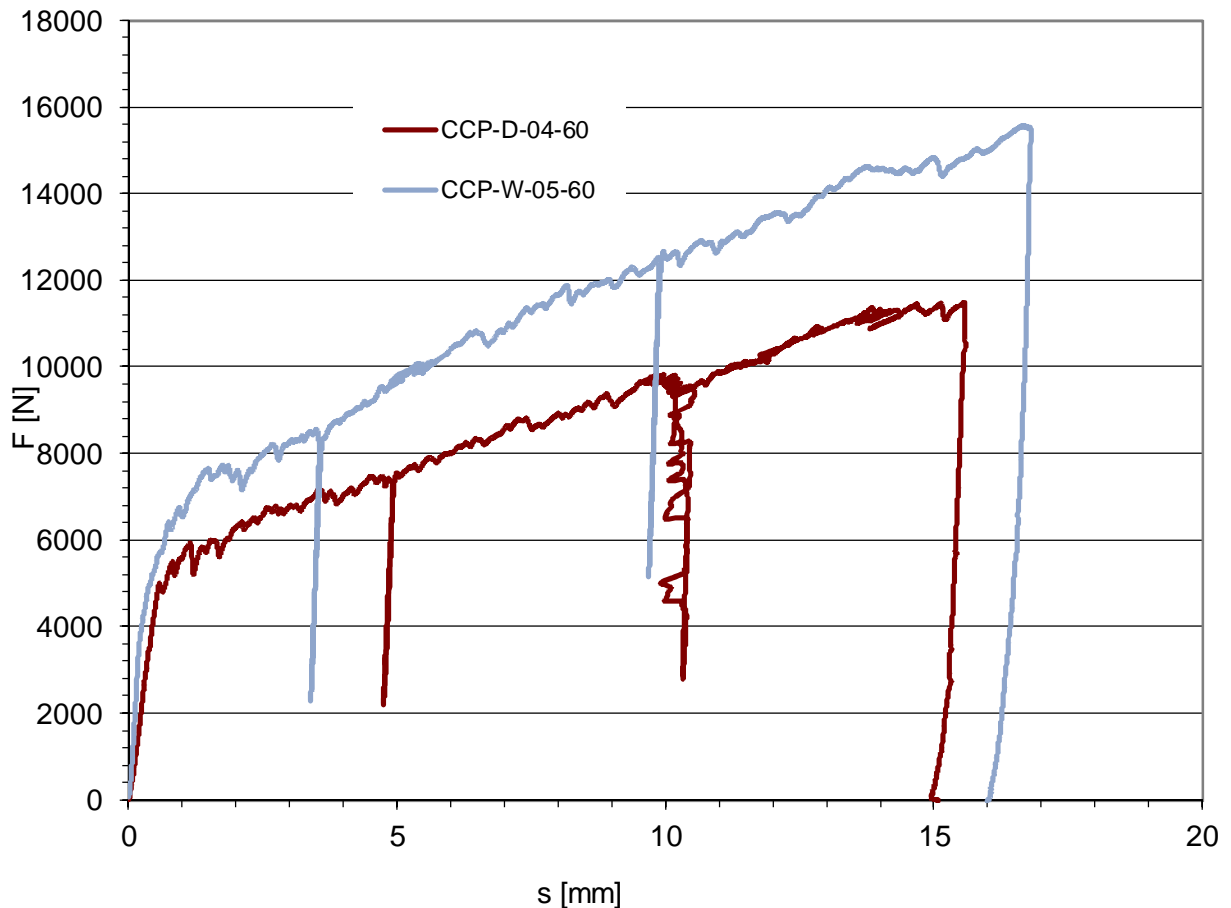
FIG. (78) – esecuzione della prova sul campione CCP-W-03-28



FIG. (79) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCP-W-03-28

11.3. Campioni CCP 04/05

Sono state eseguite due prove sui campioni denominati CCP 04/05, prelevati dal sito di via Manzoni, una per il caso saturo e una per il caso secco. I risultati sono esposti nel seguente grafico:



GRAF. (23) – confronto tra risultati ottenuti sui campioni CCP 04/05 nel caso secco e saturo

Come ci si aspettava, le prove eseguite hanno mostrato che l'acqua ha un ruolo fondamentale nel comportamento meccanico della calcarenite. Infatti la sua presenza riduce la resistenza del campione nell'ordine del 20%-30% rispetto allo stesso campione asciutto, così come era avvenuto nelle prove sui provini di calcarenite di Gravina. Si osserva inoltre che la rigidezza iniziale è maggiore nel caso secco, mentre nei cicli di scarico-ricarico è la stessa per tutti e due i casi.



FIG. (80) – esecuzione della prova sul campione CCP-W-05-60



FIG. (81) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCP-W-05-60



FIG. (82) – esecuzione della prova sul campione CCP-D-04-60

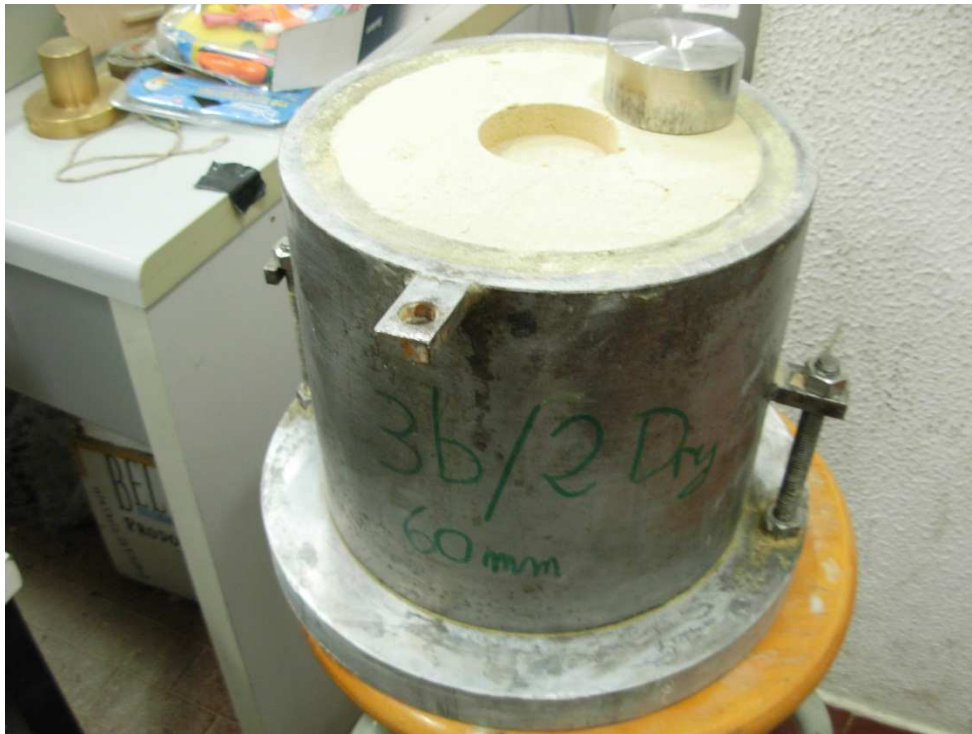


FIG. (83) – meccanismo di rottura superficiale del campione CCP-D-04-60



FIG. (84) – bulbo di rottura del campione CCP-D-04-60



FIG. (85) – bulbo di rottura del campione CCP-D-04-60

12.CONCLUSIONI

Sono state eseguite complessivamente 13 prove, 5 per la calcarenite di Gravina e 8 per la calcarenite prelevata nel comune di Canosa. I risultati delle curve di questa roccia ad alta porosità mostrano in ogni caso un andamento bilineare, nonché una buona ripetibilità delle prove. Dopo aver raggiunto un certo livello di carico o di spostamento il materiale perde di rigidità, secondo il verificarsi di uno strato di frantumazione nella roccia. Si è verificato un meccanismo di punzonatura dovuto al comportamento di frantumazione di una piccola regione situata proprio sotto la superficie del piano di fondazione. Si è osservato il degrado del materiale al di sotto del piano di fondazione, un piccolo recupero di rigidità dovuto alla presenza di materiale non ancora degradato al di sotto di questa fascia e poi un'ulteriore perdita di rigidità dovuta al degrado di un'ulteriore fascia di materiale. I test effettuati con carico verticale centrato visualizzano l'alta influenza del contenuto d'acqua sulle forze di legame.

Il dispositivo sperimentale usato è quello che è stato progettato specificamente per questo studio di ricerca da Parma e Castellanza. Permette a un ricercatore di eseguire il test di carico centrato o eccentrico su basamenti di piccola scala appoggiati su suoli debolmente cementati. È stato dimostrato che questo apparecchio era stato progettato con successo al fine di garantire la rappresentatività dell'elemento di volume adottato per analizzare l'interazione terreno-struttura.

13.BIBLIOGRAFIA

- Cerato, A. B., e Lutenegger, A. J., 2006, "Specimen Size and Scale Effects of Direct Shear Box Tests of Sands," *Geotech. Test. J.*, Vol 29, No. 6, pp. 1–10.
- Coviello, A., Lagioia, R., e Nova, R., 2005, "On the Measurement of the Tensile Strength of Soft Rocks," *Rock Mech. Rock Eng.*, Vol. 38, No. 4, pp. 251–273.
- De Beer, E. E., 1965, "Bearing Capacity and Settlements of Shallow Foundations on Sands," *Proceedings of symposium held at Duke University, Durham, NC*, pp. 15–33.
- Fernandez-Merodo, J. A., Castellanza, R., Mabssout, M., Pastor, M., Nova, R., e Parma, M., 2007, "Coupling Transport of Chemical Species and Damage of Bonded Geomaterials," *Computers and Geotechnics*, Vol. 34, Issue 4, pp. 200–215.
- Kusakabe, O., Yamaguchi, H., e Morikage, A., 1995, "Experiments and Analysis on the Scale Effect of N for Circular and Rectangular Footings," *Centrifuge 91*, pp. 179–186.
- Lagioia, R., 1994, "Comportamento meccanico dei terreni cementati naturali: indagine sperimentale ed interpretazioni teoriche," Ph.D. thesis, Politecnico di Milano
- Lagioia, R. e Nova, R., 1995, "An Experimental and Theoretical Study of the Behavior of a Calcarenite in Triaxial Compression," *Geotechnique*, Vol 45, No. 4, pp. 633–648.
- Lagioia, R. e Potts, D. M., 1999, "The Behavior of Shallow Foundations on Structured Soils," *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. 4, pp. 52–64.
- Lagioia, R., Puzrin, A. M., e Potts, D. M., 1996, "A New Versatile Expression for Yield And Plastic Potential Surfaces," *Computer and Geotechnics*, Vol 19, No. 3, pp. 171– 191.

- Nova, R., Castellanza, R., e Tamagnini, C., 2003, "A Constitutive Model for Bonded Geomaterials Subjected to Mechanical and/or Chemical Degradation," *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.*, Vol. 27, pp. 705–732.
- Nova, R. e Montrasio, L., 1991, "Settlements of Shallow Foundations on Sand," *Geotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 243–256.
- Nova, R., Parma, M., e Castellanza, R., 2008, "Settlements of Shallow Foundations on Soft Rocks," *Italian Geotechnical Journal*, Vol. XLII, No. 2, pp. 9–21.
- Pan, 1999, "The Behavior of Shallow Foundations on Calcareous Soil Subjected to Inclined Load," Ph.D. thesis, University of Sydney.
- Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T., and Siddiquee, M. S. A., 1991, "Progressive Failure and Particle Size Effect in Bearing Capacity of a Footing on Sand," *ASCE Geotechnical Special Publication*, Vol. 2, No. 27, pp. 788–802.
- Terzaghi, K., 1943.
- Yeoh, C. K., 1996, "Cyclic Response of Cemented Soils and Foundations," Ph.D. thesis, University of Sydney.
- R. Castellanza, M. Parma, V. Pescatore, e G. Silvestro, 2009, "Model Footing Load Tests on Soft Rocks"
- Relazione Geologica Dott.ssa Lucrezia di Bari, 2011, via Bovio 64-66, Canosa (BA)
- relazione Geologica Dott. Riccardo Losito, 2011, Relazione di compatibilità geologica geotecnica, via Friuli, Canosa (BA)
- R. Lagioia, 1996, comportamento meccanico di una calcarenite di Gravina di Puglia.