



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO

Dipartimento di Ingegneria Civile

*Dottorato di Ricerca
in
Rischio e sostenibilità
nei sistemi dell'ingegneria civile, edile ed ambientale*

XXX Ciclo (2014-2017)

**Caratterizzazione del Comportamento Statico e
Dinamico delle Strutture Monumentali**

Francesco Sicignano

Il Tutor

Prof. Luigi Petti

Il Co-Tutor

Prof. Gennaro Miccio

Il Coordinatore

Prof. Fernando Fraternali

RINGRAZIAMENTI

Tale elaborato di tesi è stato redatto grazie alla collaborazione e al supporto della Soprintendenza Archeologia, belle arti e paesaggio per le province di Salerno e Avellino.

Un ringraziamento particolare va al tutor del presente elaborato di tesi, ovvero al Prof. Ing. Luigi Petti, persona stupenda sia da un punto di vista professionale che umano, sempre disponibile per informazioni e chiarimenti, anche fuori dagli orari accademici. I suoi suggerimenti e chiarimenti sono stati fondamentali, fornendomi iniezioni di fiducia e carica emotiva anche quando i risultati attesi sembravano solo un miraggio.

Ringrazio il Prof. Ing. Gennaro Micco, co-tutor del presente lavoro, per le indicazioni, le nozioni ed il materiale fornitomi sul sito di Paestum.

Infine, ma non da ultimi, ringrazio i collaboratori del Prof. Ing. Luigi Petti, ovvero l'Ing. Angelo Mammone e l'Ing. Domenico Greco, che oltre a supportarmi nelle attività di ricerca si sono rilevati veri amici su cui ho sempre potuto contare.

Sommario

1.	Introduzione.....	1
2.	Il caso studio: il tempio di Nettuno a Paestum.....	5
2.1.	La città di Paestum: profilo storico culturale ed urbanistico.....	5
2.2.	Il tempio di Nettuno.....	12
2.3.	Analisi dei principi costruttivi.....	25
2.3.1.	La concezione costruttiva ed il dimensionamento degli elementi strutturali.....	25
2.3.2.	Le proprietà tecnico-costruttive ed il sistema lapideo.....	29
2.3.3.	Il sistema di fondazione, di coperture ed i dispositivi antisismici.....	32
3.	Stato dell'arte sulla dinamica dei sistemi costituiti da blocchi rigidi.....	39
3.1.	Introduzione.....	39
3.2.	Modelli a contatto rigido.....	40
3.2.1.	Equazioni della dinamica dei corpi rigidi - Approccio pseudo-statico.....	42
3.2.1.1.	Oscillazioni libere.....	43
3.2.1.2.	Oscillazioni forzate.....	47
3.2.2.	Equazioni della dinamica dei corpi rigidi – Approccio Energetico.....	48
3.2.3.	Dissipazione di energia e coefficiente di restituzione.....	53
3.3.	Modelli a contatto elastico.....	58
4.	Prove sperimentali in laboratorio.....	61
4.1.	Prove di richiamo, stima dei coefficienti di attrito.....	62
4.2.	Prove di rilascio.....	72
4.2.1.	Stima del periodo di oscillazione, risultati ed osservazioni.....	79
4.2.2.	Stima del coefficiente di restituzione, risultati ed osservazioni.....	103
4.2.3.	Stima del coefficiente di smorzamento equivalente, risultati ed osservazioni.....	132
5.	Prove sperimentali in sito.....	159
5.1.	Geologia della piana del Sele.....	161

5.2.	Indagini GPR (Ground Probing Radar).....	164
5.2.1.	Esecuzione delle indagini.	166
5.2.2.	Risultati delle indagini eseguite.	169
5.2.2.1.	Aree esterne.....	170
5.2.2.2.	Aree interne.	179
5.2.3.	Osservazioni conclusive.	182
5.3.	Tomografie geoelettriche.....	183
5.3.1.	Indagini effettuate.	191
5.3.2.	Risultati, osservazioni e conclusioni.....	193
5.4.	Tomografia sismica.	204
5.4.1.	Indagine eseguita.	207
6.	Analisi preliminare della sicurezza sismica.	211
6.1.	L'analisi pushover.....	212
6.2.	Determinazione delle curve di capacità e della domanda sismica.	218
6.3.	Valutazione preliminare della sicurezza sismica delle colonne.	226
7.	Conclusioni.....	229
8.	Bibliografia.	233

1. Introduzione.

Lo studio del comportamento statico e dinamico del patrimonio architettonico di valore storico-artistico costituito da blocchi lapidei rigidi è un argomento di particolare interesse nell'ambito della moderna ingegneria sismica. Tali conoscenze, infatti, risultano indispensabili per la programmazione di una corretta manutenzione ai fini della conservazione di tale tipologia di patrimonio culturale soprattutto in condizioni di rischio, indotto da hazard naturali ed antropici.

Tra tali tipologia di manufatti il Tempio di Nettuno (detto anche Poseidònion) ubicato all'interno del Parco Archeologico di Paestum e caso studio della presente ricerca, rappresenta un emblema per gli aspetti architettonici, scultorei, costruttivi e strutturali, e risulta inoltre unico nel panorama internazionale per il suo stato di conservazione, completo ancora dell'intera trabeazione e dei due frontoni.

Il lavoro descrive lo studio e la ricerca in corso in tale ambito, illustrando i principali risultati ottenuti da studi teorici di approfondimento del comportamento statico e dinamico del "blocco rigido", da indagini sperimentali svolte sia in laboratorio e sia sito, quest'ultime, sono state condotte con il patrocinio di ICOMOS Italia e del Parco Archeologico di Paestum. Tali studi e ricerche hanno l'obbiettivo di valutare il comportamento statico e dinamico dei principali elementi costitutivi il tempio ed inoltre valutare preliminarmente la sicurezza degli stessi nei confronti delle azioni sismiche.

Il presente lavoro si sviluppa illustrando, in primis, il caso studio, in particolar modo sono stati descritti gli aspetti storici ed urbanistici dell'antica città greca di Paestum, sono state illustrate le caratteristiche architettoniche e strutturali del tempio di Nettuno, ed in fine, è stata effettuata un'analisi dei principi e delle tecniche costruttive utilizzate dagli antichi greci per la realizzazione di tali opere monumentali.

In seguito si è passati a descrivere le relazioni matematiche ed analitiche presenti in letteratura e rappresentative del comportamento dinamico dei singoli blocchi rigidi. Successivamente viene descritto lo studio sperimentale condotto in laboratorio su provini cubici e parallelepipedi in cemento cellulare. Sono state effettuate prove di richiamo e di rilascio per l'assessment dei parametri meccanici necessari a caratterizzare il comportamento dinamico del blocco rigido e validare la robustezza delle formulazioni teoriche presenti in letteratura rappresentative di tali parametri.

Successivamente vengono descritte le prove sperimentali in sito che hanno avuto come oggetto le aree interne ed esterne al tempio di Nettuno, ubicato all'interno del Parco Archeologico di Paestum, al fine di fornire informazioni relative ad una migliore interpretazione e conoscenza delle strutture del tempio poste al di sotto dello stilobate, quindi non visibili all'osservatore, e della geologia dell'area ove è ubicato il tempio. In particolare, sono state eseguite una serie di prospezioni del sottosuolo utilizzando metodologie di indagine differenti, ovvero, indagini GPR (Ground Probing Radar), indagini geoelettriche (tomografia e MASW) e geognostiche. Ognuna di tali metodologie di indagine è in grado di fornire una serie di informazioni che andranno confrontate ed integrate con le altre in previsione di una modellazione integrale del monumento e del suo substrato dal punto di vista del comportamento statico e dinamico dello stesso, ovvero della risposta del monumento alle sollecitazioni sismiche. Parte della campagna sperimentale eseguita confluisce nell'ambito del progetto "TeSSPACS" - Tendon System for Seismic Protection of Antique Column Structures, promosso dalla Soprintendenza Archeologia, belle arti e paesaggio per le province di Salerno e Avellino insieme con il museo archeologico nazionale di Paestum ed in collaborazione con le Università di Salerno e di Kassel (Germania).

I risultati ottenuti hanno permesso, quindi, una stima preliminare della sicurezza delle singole colonne nei confronti degli eventi sismici attesi,

mediante l'uso di procedure statiche non lineari, note come analisi push-over.

Quanto verrà di seguito illustrato rappresenta il primo step di una più ampia campagna di studi e ricerche che sarà condotta dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno il cui obiettivo è quello di individuare un modello numerico ed analitico che consente di descrivere il comportamento dinamico di strutture monumentali costituite da blocchi rigidi e quindi poter effettuare l'analisi della vulnerabilità sismica di tali opere e quindi definire le eventuali azioni da intraprendere ai fini della manutenzione e conservazione delle stesse.

2. Il caso studio: il tempio di Nettuno a Paestum.

Lo studio del comportamento statico e dinamico di strutture monumentali costituite da blocchi lapidei rigidi, come ad esempio gli antichi templi greci, è un argomento di particolare interesse nell'ambito della moderna ingegneria sismica.

Tra tali tipologia di manufatti il Tempio di Nettuno (detto anche Poseidònion) a Paestum (Sa), caso studio della presente ricerca, rappresenta un emblema per gli aspetti architettonici, scultorei, costruttivi e strutturali, e risulta inoltre unico nel panorama internazionale per il suo stato di conservazione, completo ancora dell'intera trabeazione e dei due frontoni.

Nei paragrafi seguenti verrà illustrato il caso studio del presente lavoro di tesi, in particolar modo saranno descritti gli aspetti storici ed urbanistici dell'antica città greca di Paestum, verranno illustrate le caratteristiche architettoniche e strutturali del tempio di Nettuno, ed in fine, verranno analizzati i principi e delle tecniche costruttive utilizzate dagli antichi greci per la realizzazione di tali opere monumentali.

2.1. La città di Paestum: profilo storico culturale ed urbanistico.

Paestum fu una delle più importanti colonie greche del Mediterraneo tra quelle fondate in Asia Minore e nella Magna Grecia. Essa, sorge nel Comune di Capaccio (Sa) nella pianura del Sele, fra le propaggini occidentali degli Alburni ed il mare, su una lieve protuberanza rocciosa, costituita da un banco di calcare che è servito da cuscinetto antisismico e da cava di pietre. Infatti è di questo calcare, una specie di travertino, che sono costituiti tutti i monumenti della città. A questo banco si deve la forma pentagonale della cinta muraria che ne segue il contorno.



Figura 2.1.1: Vista aerea da nord-sud delle rovine della città (www.googlemaps.com).

Madrepatria di Paestum fu Sibari, fondata nel 720 a.C. da Achei e Trezeni (un'antica civiltà greca dell'Argolide orientale), i quali furono detti Sibariti. Strabone, geografo greco vissuto tra il 60 e il 20 a.C., racconta che i Sibariti avevano creato un insediamento fortificato nei pressi della foce del fiume Sele, estendendo la loro influenza sui territori limitrofi.

Siamo a cavallo tra il VII e il VI sec. a.C. quando la città di Paestum fu fondata su una piattaforma calcarea che si eleva appena quindici metri sul

livello del mare. La fondazione della città si dovette al bisogno che i Sibariti ebbero di aprirsi una via commerciale fra lo Ionio e il Tirreno attraverso la dorsale appenninica, evitando così la circumnavigazione della costa calabra. La colonia, situata in un punto strategico al centro delle vie commerciali tra il bacino ionico e le regioni italiche, fu chiamata Poseidonia in onore di Poseidone, dio del mare.

Fu nel 510 a.C., in seguito alla distruzione di Sibari ad opera dei Crotonesi, quando molti Sibariti fuggirono a Poseidonia con le loro ricchezze, la loro esperienza e il loro spirito di intraprendenza, che la città raggiunse un alto livello di potenza economica e politica. A questo periodo risale la costruzione dei tre templi paestani noti col nome di tempio di Hera, tempio di Cerere e tempio di Nettuno.



Figura 2.1.2: Tempio di Hera (Ispezione in sito).



Figura 2.1.3: Tempio di Cerere (Ispezione in sito).



Figura 2.1.4: Tempio di Nettuno (Ispezione in sito).

Sul finire del IV secolo a.C., i Lucani, alleatisi con i Bruzi (antico popolo italico che abitò la quasi totalità dell'odierna Calabria), sostennero una

lunga lotta contro i Greci per il dominio dei nuovi territori verso il mare, che si concluse con l'affermazione della loro supremazia sulla città di Poseidonia che così prese il nome di Paistos.

Nel 273 a.C. la città divenne colonia romana in quanto i Lucani si allearono con Pirro e furono sconfitti nella famosa battaglia di Benevento che vide rivali le popolazioni dell'Italia meridionale e i Romani. Questi ultimi occuparono Poseidonia che così divenne la fedele Paestum romana.

Tra i fattori che portarono al declino di Paestum vi fu la realizzazione di nuove strade per il commercio con l'Oriente che finirono per isolare irrimediabilmente la città dalle principali vie commerciali, l'insabbiamento della foce del Sele, che scorre presso le mura meridionali, e l'impaludamento della stessa zona che, nel IX secolo d.C., produsse una epidemia di malaria.

E' opinione comune che la riscoperta di Paestum avvenne intorno alla metà del XVIII secolo, durante il regno di Carlo III di Borbone, a condizione però che alla riscoperta venga dato un senso non materiale, ma essenzialmente culturale. Paestum, infatti non ha mai smesso di essere abitata, anche se da piccole comunità, né mai, all'esterno, s'era persa la memoria della sua localizzazione o la cognizione di esistenza, entro le mura, di poderose moli architettoniche. Queste per lunghissimo tempo erano apparse soltanto inutili avanzi di un passato concluso e lontano.

Il primo vero e più diffuso interesse per tali architetture matura solo nei decenni precedenti la metà del '700, nella temperie innovatrice della cultura dell'Illuminismo, e all'incirca negli stessi anni delle scoperte di Ercolano e Pompei. Infatti, solo tra il 1734 e il 1740, durante la costruzione di una strada, ovvero la strada statale 18 Tirrena Inferiore, parve incredibile che quei monumenti di così maestosa armonia potessero essere stati per molti secoli trascurati e dimenticati. Da questo momento in poi i templi di Paestum s'imposero all'attenzione, in primo luogo degli architetti, poi dei pittori e degli antiquari, per lo stato di conservazione eccellente in cui apparivano. La fama dell'architettura paestana si diffondeva in tutta

Europa. Già intorno alla metà del '700 la città e i templi divennero una delle ineludibili tappe del viaggio in Italia di architetti, studiosi, artisti, poeti e visitatori colti provenienti dall'estero.

Solo a partire dagli inizi del secolo scorso (1907) sono cominciati gli scavi della città, la quale presenta una regolare struttura a pettine, con tre grandi strade parallele di penetrazione orientate in direzione est-ovest e una fitta rete di vie minori, perpendicolari alle prime, a loro volta orientate in direzione nord-sud. La strada principale che attraversa la città in direzione nord-sud è denominata *Cardo*, mentre quella principale in direzione est-ovest è detta *Decumanus*.

La città di Paestum, robustamente fortificata, conserva ancora miracolosamente intatta la sua cinta muraria in blocchi squadrati che si snoda per circa 4750 metri. Lungo lo sviluppo delle mura si aprono quattro porte ai quattro punti cardinali: a nord porta Aurea, ad est porta Sirena, a sud porta giustizia e ad ovest porta Marina. Le mura erano a loro volta protette da un fossato, infatti in corrispondenza di porta Aurea sono visibili i resti del ponte del fossato, magnifica opera greca. Inoltre le porte nord, sud ed ovest erano ognuna affiancate da due torri, a pianta quadrata o circolare.

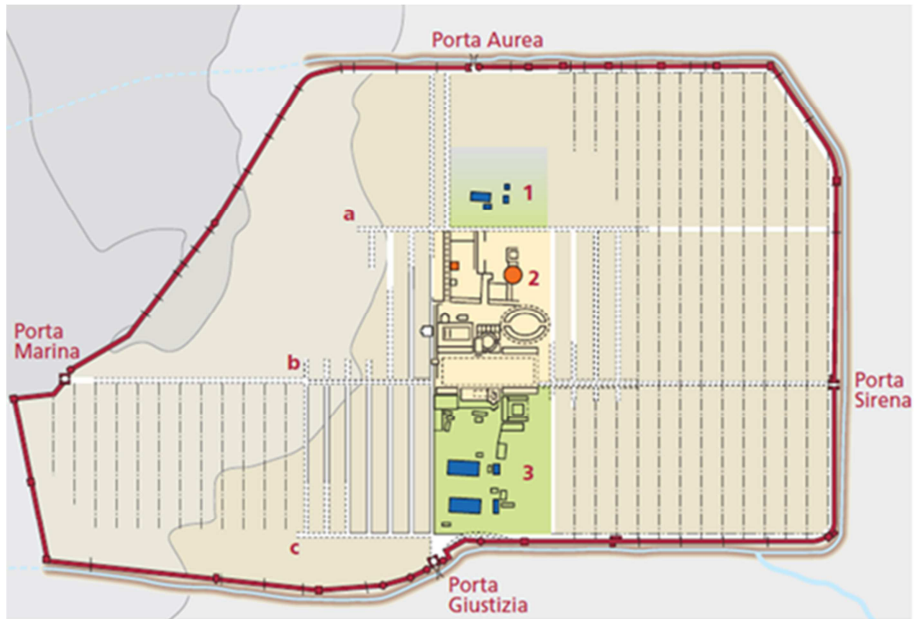


Figura 2.1.5: Ricostruzione dell'antica Poseidonia nel V secolo a.C.
(www.online.scuola.zanichelli.it).

Le mura abbracciando un'area di circa 120 ettari a forma di poligono irregolare. Questa fu scrupolosamente divisa e razionalmente organizzata sin dalle origini, un grande spazio centrale fu riservato all'uso pubblico e religioso della comunità senza mai cambiare destinazione fino alla tarda antichità. Da nord a sud esso misura circa 1 km, mentre da est ad ovest circa 250 m; alle estremità troviamo due aree sacre di diversa grandezza: a nord quella gravante intorno al tempio di Athena (detto anche di Cerere) e a sud, molto più grande della precedente, quella nella quale furono eretti il tempio di Hera (detto anche Basilica) ed il tempio di Nettuno (detto anche di Hera II). Inoltre, in tali aree, si raggruppava un gran numero di altri templi di dimensioni minori costruiti man mano durante tutto il periodo di vita dei santuari.

Nella parte centrale tra le due aree sacre veniva invece a trovarsi il cuore politico e culturale della polis, ovvero l'agorà. La restante area fu assegnata ai lotti di abitazioni private.



Figura 2.1.6: Vista aerea da sud-est delle rovine della città (www.googlemaps.com).

Nessuna grande trasformazione del quadro urbanistico ed architettonico si ebbe durante il periodo di dominazione lucana. Invece, a partire dal 270 a.C. Paestum subì radicali trasformazioni che ne hanno determinato l'assetto attuale, percepibile agli occhi di chi oggi si aggira tra le rovine dell'antica città. La piazza del foro, di forma rettangolare, fu realizzata in un'area che corrispondeva al confine tra l'agorà ed il santuario meridionale; è interessante notare come sia evidente dalle stratigrafie archeologiche un processo che si svolse pressoché simultaneamente: la distruzione dell'agorà, la piazza della vita pubblica greca, sostituita dalla nuova a simboleggiare la mutata condizione politica.

2.2. Il tempio di Nettuno.

Il più antico dei tre templi paestani, costruito nel 550 a.C., è stato dedicato ad Hera (tempio di Hera I, detto anche la "Basilica"). Circa 500 metri a nord vi è il tempio di Ahtena (noto come il tempio di Cerere), costruito nel 510 a.C.. Il terzo tempio, anche se di solito chiamato tempio di Nettuno

(Poseidone), è stato a quanto pare anch'esso dedicato ad Hera, infatti è anche conosciuto come tempio di Hera II, ed è stato costruito nel 450 a.C..

Il tempio di Nettuno sorge nell'area del santuario meridionale, poco più a nord della Basilica e parallelo ad essa. Fu così denominato dagli archeologi del XVIII secolo, poiché era ritenuto il più antico e pertanto quello che per primo fu costruito in onore della divinità da cui la città prendeva il nome ed era protetta. I recenti scavi delle numerose e ricchissime stipi votive hanno permesso di accertare che questo era il tempio più importante del santuario che era dedicato alla stessa dea della fecondità che si venerava alla foce del Sele, cioè Hera Argiva. Pertanto tale tempio viene detto anche tempio di Hera II.



Figura 2.2.1: Vista aerea del santuario meridionale della città (www.wikipedia.org).

Il tempio di Nettuno risulta essere uno fra i più imponenti e meglio conservati del periodo, completo ancora dell'intera trabeazione e dei due frontoni.



Figura 2.2.2: Vista aerea tempio di Nettuno (www.cilento-net.it)



Figura 2.2.3: Tempio di Nettuno, vista nord-est (Ispezione in sito).

Il tempio in questione è stato costruito in pietra calcarea e arenaria all'inizio del periodo classico, tra il 460 e il 450 a.C., dopo la costruzione del

tempio di Zeus a Olimpia, probabilmente durante la maggiore fioritura della città di Poseidonia e come tutti i templi greci presenta la faccia rivolta verso oriente.

E' più o meno contemporaneo con capolavori dorici come il Hephaisteion e il Partenone di Atene e il tempio di Apollo a Bassai ed invita pertanto il confronto con loro.

Ci si aspetterebbe che un tempio dorico costruito a Paestum circa nel 450 a.C. sembrerebbe relativamente provinciale. Questo, tuttavia, non è il caso. E' vero che al tempio mancano le decorazioni scultoree elaborate che troviamo sul continente greco, ma il carattere monumentale dell'architettura e la purezza delle linee mostrano grande sensibilità allo stile dorico classico a compensare la mancanza di ornamenti.

Al fascino creato dalle sue linee si aggiunge quello della meravigliosa tinta della pietra, che ha assunto una tonalità dorata, che si accende al tramonto come per effetto di un fuoco vivacissimo.

In contrasto con i due templi che l'hanno preceduto, in quanto l'austerità dello stile dorico non è stata temperata con l'introduzione di caratteristiche ioniche. L'architetto doveva essere pienamente consapevole della preferenza, nel V secolo a.C., per uno stile rigorosamente dorico che si manifesta nel grande tempio di Zeus a Olimpia.

Infatti, il tempio di Hera II, esastilo, ricorda da vicino il tempio di Zeus. Il tempio di Nettuno è solo leggermente più piccolo, misura 24,48 x 59,99 metri allo stilobate e risulta essere quello di maggiori dimensioni dell'intera Paestum. Esso sorge su di un basamento o crepidine, di tre gradini.

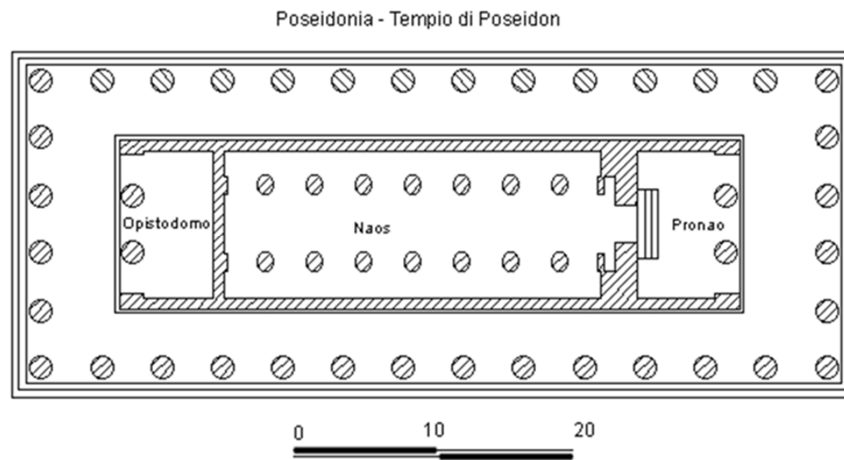


Figura 2.2.4: Pianta tempio di Nettuno (www.wikipedia.org).

Il tempio è costituito da un naos, con un pronao con due colonne in antis, un opistodomo, anche questo con due colonne in antis, allineate con le due colonne centrali del fronte.



Figura 2.2.5: Colonne del pronao in antis (Ispezione in sito).

A parte le dimensioni e la purezza delle linee doriche, tuttavia, il tempio di Hera II si differenzia dal tempio di Zeus in molti modi. Per apprezzare questa struttura, dobbiamo esaminare brevemente la più importante delle sue caratteristiche individuali. Invece di utilizzare un peristilio di 6 x 13 colonne (come si è visto nel tempio di Zeus a Olimpia), l'architetto allungata la struttura con l'aggiunta di una colonna ai fianchi (6 x14). Così, il rapporto atteso di 4:9 fu cambiato in 4:10. Le ragioni di questo cambiamento non sono chiare. Può darsi che questo rapporto rappresenti una preferenza nel sud Italia ed in Sicilia, perché ci sono altri quattro templi del V secolo a.C., con la stessa configurazione ed un analogo rapporto di 4:10, ovvero, il tempio di Atena a Siracusa e di Nike a Himera, il tempio A a Selinunte ed il tempio di Segesta. Sulla terraferma greca, l'unico tempio con queste proporzioni, quello di Athena Alea a Tegea, fu costruito nel IV secolo a.C. da Skopas, il grande scultore-architetto. E' possibile che queste proporzioni sono state proposte per produrre un effetto più imponente, desiderabile nell'architettura del tempio.



Figura 2.2.6: Tempio di Nettuno, vista sud-est (Ispezione in sito).

In ogni caso, l'architetto sembra aver aderito ai canoni Sud italiani piuttosto che a quelli del continente greco. Lo stesso si può dire per altri dettagli del piano e dell'elevazione. In ciascuno di questi cinque tempi, la misura dell'interasse è uguale (o quasi) ai fronti e ai fianchi. Le colonne, alte circa 8,88 metri compreso il capitello, tendono ad essere pesanti ed il rapporto tra diametro ed interasse è di solito basso (la gamma dei rapporti di tutti i cinque templi è di 1:2,11-2,27, nel tempio di Nettuno è di 1:2,12-2,21). Inoltre, vi è somiglianza del rapporto tra altezza della colonna, pari a 4,33 diametri, ed interasse (il campo dei rapporti in tutti e cinque i templi è di 1:1,97-2,16, nel tempio di Nettuno è di 1:1,97-1,99). L'interasse, che nel caso in esame è di 4,475 metri, è la misura fondamentale secondo cui altre parti del tempio sono proporzionati; nel tempio di Hera II, come nel tempio di Athena, l'interasse è stato derivato dal rapporto 4:10 tra fronte e fianco.

Le colonne sono inoltre caratterizzate da un'entasi appena accentuata e con una notevole rastrematura tra la base della colonna e la sommità della stessa: il diametro varia dai 2,05 metri alle base ai 1,49 metri alla sommità. In alto, poco prima di congiungersi al capitello, le colonne sono solcate da tre anelli profondamente incisi. I capitelli hanno l'echino meno schiacciato di quello della Basilica, ma la forma è ancora armoniosa poiché conserva una certa curvatura.



Figura 2.2.7: Capitello di una colonna della peristasi del tempio di Nettuno (Ispezione in sito).

Il fregio è diviso dall'architrave da una fascia da cui pendono, in corrispondenza dei triglifi, dei listelli (*regulae*) con sei gocce. Dalla cornice orizzontale del frontone pendono invece i mutuli, listelli quadrangolari, posti in corrispondenza dei triglifi e delle metope, che avevano tre file di sei gocce calcaree, a forma di tronchi di cono, attualmente tutte cadute e di cui restano solo i fori d'inserzione.

Il frontone è costituito da un muro triangolare di fondo (timpano) circondato da una cornice orizzontale e due oblique, che unendosi formano il triangolo frontale. La mancanza constatata di grappe e attacchi, dimostra che il tempio non aveva una decorazione plastica frontale, così come non erano scolpite le metope.



Figura 2.2.8: Frontone Est del tempio di Nettuno (Ispezione in sito).

Queste osservazioni possono bastare a dimostrare che l'architetto del tempio di Nettuno stava lavorando fuori del contesto italiano ma aveva familiarità con l'architettura di Paestum stessa. Si può benissimo pensare che sia stato un nativo di Paestum. Che egli era consapevole dei tentativi contemporanei di risolvere problemi specifici di architettura dorica può essere visto nella sua soluzione per il conflitto dell'angolo dorico. Questo problema era sorto prima, quando la pietra aveva sostituito il legno: i triglifi d'angolo non potevano più essere collocate sopra il centro delle colonne angolari (come lo erano gli altri triglifi del fregio), perché questo avrebbe lasciato uno spazio vuoto alla fine del fregio dorico. Uno spazio vuoto era inaccettabile e gli architetti cercarono in tutti i modi di piazzare il

triglifo all'angolo in modo tale che la metopa accanto ad essa non sembrava più ampia rispetto alle altre metope. Hanno fatto di tutto per raggiungere questo obiettivo. Una delle più brillanti soluzioni apparve dapprima nel tempio di Athena a Siracusa: i due interassi su entrambi i lati della colonna d'angolo furono ridotti in modo da rendere il passaggio dal triglifo all'angolo meno brusco e meno evidente. Questo è chiamato doppia contrazione d'angolo (è possibile anche una sola contrazione d'angolo, in cui uno solo degli interassi angolari si restringe).

Nel tempio di Nettuno, troviamo una forma evoluta di questa pratica, ovvero tale problema fu risolto con lo spostamento più all'esterno, rispetto all'ideale posizione sull'asse centrale della colonna, dell'ultimo triglifo all'angolo del fregio e con un corrispondente accorciamento dell'intercolunnio (distanza tra le colonne), in modo che nonostante lo spostamento anche l'ultima metopa fosse della stessa lunghezza delle altre: le colonne angolari distano infatti da quelle adiacenti 4,30 metri invece dei 4,475 m degli altri intercolunni. Inoltre, il diametro delle colonne del fianco è leggermente più piccolo e l'interasse leggermente più ampio.



Figura 2.2.9: Vista nord-est del tempio di Nettuno (Ispezione in sito).

Tale tempio risulta essere caratterizzato da un'altezza degli architravi e del fregio rispettivamente di 1,49 e 1,43 metri. Anche se può essere una coincidenza, tutti e cinque i templi italiani che hanno un colonnato 6 x 14 mostrano una qualche forma di contrazione d'angolo. Sulla terraferma greca, la contrazione d'angolo probabilmente non era praticata.

Altra peculiarità è la curvatura delle orizzontali, per la quale tutte le linee, sia in basso che in alto, anziché essere perfettamente orizzontali, hanno una convessità di due centimetri. Questa convessità impedisce che le colonne, essendo assai numerose, diano l'impressione di divergere. Sempre allo stesso scopo le colonne d'angolo dei templi greci risultano essere inclinate verso l'interno, qui esse sono verticali, ma risultano inclinate le scanalature. Inoltre, poiché le colonne delle fronti hanno un diametro leggermente maggiore di quello delle colonne laterali, quelle angolari hanno una sezione non circolare, ma ellittica, in modo che i loro due diametri corrispondono, secondo il punto di vista dell'osservatore, a quello delle colonne che si trovano dietro ad esse.

Anche se gli effetti di alcuni di questi dettagli tecnici possono essere difficili da immaginare, sono facilmente riconoscibili negli stessi edifici. Gli antichi erano, infatti, in grado di apprezzare le tante e sottili distinzioni tra un tempio e l'altro. Gli architetti, a loro volta, erano sicuri che le loro innovazioni sarebbero state apprezzate.

Le caratteristiche che abbiamo descritto sarebbero sufficienti a conferire una certa individualità al tempio di Nettuno. Tuttavia ce ne sono ancora altre, due delle quali sono particolarmente suggestive. La cella, preceduta da un pronao in antis e posta ad una quota superiore rispetto al porticato, è suddivisa longitudinalmente in tre navate da due ordini di sette colonne sovrapposte, la maggior parte delle quali sono ancora in piedi.



Figura 2.2.10: Ingresso della cella del tempio di Nettuno, vista nord-est (Ispezione in sito).



Figura 2.2.11: Ingresso della cella del tempio di Nettuno, vista sud-est (Ispezione in sito).

La cella, in tal caso, non è particolarmente ampia (11 metri), ma l'architetto probabilmente sentiva il bisogno di queste colonne per sostenere il soffitto e le travi del tetto. Questi supporti supplementari contribuirono notevolmente alla stabilità e alla longevità della struttura, anche se lo spazio interno doveva essere sacrificato. Data la grande altezza che doveva essere raggiunta è possibile che alcuni architetti antichi utilizzavano questi colonnati sovrapposti per migliorare l'aspetto estetico degli interni, ovvero per non porre all'interno dell'edificio colonne troppo grandi e alte.

Tali colonnati sovrapposti possono essere trovati in molti templi, in particolare sul continente greco (tempio di Apollo a Corinto, di Zeus a Olimpia e il Partenone), ma anche in Sicilia: il tempio di Apollo a Siracusa e il tempio di Apollo (noto anche come tempio G) al Selinunte (quest'ultimo aveva due file di colonne di tre livelli). A Paestum, le due file sovrapposte sono divise da un semplice architrave che è coronato da una modanatura continua piuttosto che il solito *regulae* e *guttae* (gocce), l'unico elemento ionico (uno molto discreto) di questo tempio.



Figura 2.2.12: Doppio ordine di colonne del lato sud (Ispezione in sito).

All'estremità occidentale della cella vi è l'opistodomo, uguale per struttura al pronao, che originariamente era separato dal resto della cella da un muro, del quale non si conservano che, in parte, le ortostate. L'accesso alla cella è rialzato, rispetto al pronao, da una scalinata di quattro gradini. Ai lati della porta d'accesso vi erano due porticine che immettevano l'una, a sinistra, in uno stanzino o ripostiglio, l'altra ad una scaletta che serviva a raggiungere il soffitto, per la necessaria manutenzione e riparazione. La cella, che non aveva altra fonte di luce che la porta d'accesso, aveva muri costituiti in basso da una doppia assisa di grandissimi blocchi quadrati. I pilastri d'anta sono costituiti da blocchi parallelepipedi, tutti di uguali dimensioni e disposti in modo che il centro di ognuno di essi cada in corrispondenza della giunzione dei due blocchi del filare superiore e di quello inferiore. Sia il portico che la cella hanno ancora, quasi intatto il loro pavimento in lastre rettangolari di calcare.

L'altra caratteristica insolita è la scanalatura delle colonne. L'architetto era consapevole che le colonne esterne erano particolarmente pesanti. La loro grande dimensione può essere stata dettata dalle dimensioni del tempio e la qualità mediocre del calcare locale. Per compensare ciò, l'architetto ha decorato le colonne con ventiquattro scanalature invece delle solite venti. Nella cella, il colonnato inferiore ha venti scanalature, mentre quello superiore ne ha solo sedici. Chiaramente, le scanalature sono state accuratamente progettate per bilanciare le tre diverse dimensioni delle colonne utilizzate nella costruzione.

Sui muri del pronao e su alcune colonne di questo, sono ancora visibili notevoli resti dello stucco di cui il tempio era rivestito. Questo stucco bianco doveva far apparire marmoreo l'edificio e, nello stesso tempo, coprire le pecche della pietra porosa.

L'attenzione al dettaglio nella progettazione e nella costruzione del tempio di Nettuno contribuisce notevolmente all'armonia complessiva del suo aspetto. È una incredibile coincidenza che questo edificio è conservato, perché era uno dei templi dorici più accuratamente progettati. Solo due altre strutture di questa qualità sono così ben conservate: il tempio F, il

cosiddetto tempio della Concordia, ad Agrigento, e il tempio di Efesto ad Atene.

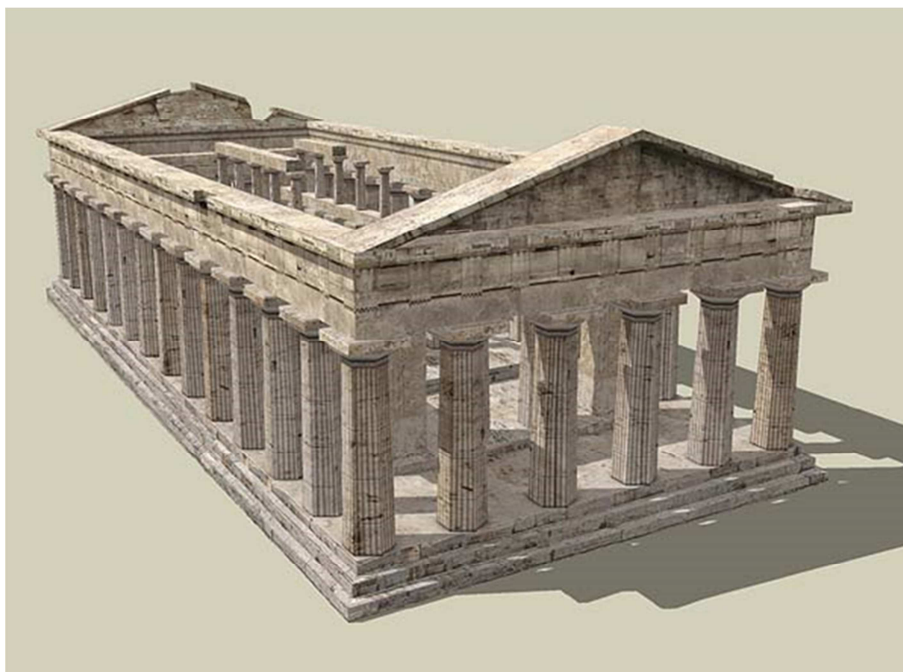


Figura 2.2.13: Modello digitale del Tempio di Nettuno (www.robertoandreoli.it).

2.3. Analisi dei principi costruttivi.

Una più ampia ed approfondita conoscenza del bene oggetto di studio, risulta essere una delle fasi preliminari e fondamentali a qualsiasi analisi del manufatto volta a determinare la vulnerabilità sismica dello stesso e/o intraprendere azioni volte ad eseguire interventi di manutenzione e conservazione. A tal proposito di seguito vengono riportate informazioni inerenti la concezione costruttiva e le proprietà tecnico-costruttive dei templi greci.

2.3.1. La concezione costruttiva ed il dimensionamento degli elementi strutturali.

Il manufatto antico viene concepito e realizzato in una concezione unitaria che non prevede l'attuale dicotomia tra struttura e parti portate, ma esiste

la costruzione nella sua unitarietà indipendentemente dalla qualità e dalle proprietà dei materiali della quale essa è realizzata. Ciò comporta una visione spaziale e globale del costruire e non una sua frantumazione in una serie di parti e di elementi. La costruzione viene quindi “progettata” nella sua unitaria complessità come organismo unico chiamato ad assolvere numerose funzioni tra cui quelle dell’efficienza statica.

Tra i tanti aspetti preme qui sottolinearne due: durabilità e stabilità, proprietà fisico-meccaniche che ancora oggi, nonostante le infinite violenze antropiche, consentono la sopravvivenza di così grandiosi monumenti. La durabilità si affida alla natura dei materiali lapidei e si esalta nella perfetta lavorazione dei diversi elementi semplicemente appoggiati tra loro, elementi che con il loro peso assicurano coefficienti di attrito tra le superfici di contatto molto elevati, coefficienti che peraltro, per effetto dell’usura locale e dell’azione degli agenti atmosferici, aumentano nel tempo. La stabilità, oltre che all’elevata resistenza meccanica dei materiali usati, è dovuta alla scelta mirabile delle proporzioni geometriche e più in generale plano-volumetriche dell’architettura antica. Infatti, i rapporti geometrici lunghezza-larghezza-altezza definiscono sempre solidi essenzialmente tozzi, vuoi per la globalità dell’edificio, vuoi per i singoli elementi costruttivi, ma ciò, mentre conferisce grande stabilità, stante l’armonia delle proporzioni geometriche e le arcane corrispondenze tra i moduli progettuali, determina un senso di grandiosa monumentalità.

Si richiamano poi alcune specifiche caratteristiche dell’architettura templare della Grecia antica e della Magna Grecia: il manufatto si presenta come un complesso aggregato di elementi isostatici e nel contempo la presenza del vincolo attrito rende la costruzione infinitamente iperstatica; l’impiego di materiale lapideo di grande qualità come il calcare spugnoso di Paestum consente di poter contare su ottime resistenze meccaniche, vuoi a compressione, vuoi a trazione che determinano coefficienti di sicurezza particolarmente elevati.

In Egitto, l’architettura e con essa le tecniche necessarie per erigere templi e piramidi erano considerati come dei segreti, accessibili solo ad una

stretta cerchia di tecnici. Invece, la diffusione di uno stile greco unitario, nella costruzione di templi in tutto il Mediterraneo, fu il risultato di una tecnica che rispondeva a leggi matematiche; in tal modo, questo tipo di sapere era accessibile a tutti, realizzando il più alto ideale teorico della Grecia classica: la libertà dell'individuo.

In un mondo che tendeva quindi alla emancipazione dell'uomo, era logico che le case degli dei non avessero proporzioni astratte, ma rispondessero ai criteri dell'esperienza umana e per questo gli elementi del tempio dorico, sia per le forme delle diverse componenti, sia per l'insieme, prendevano come modello il corpo umano.

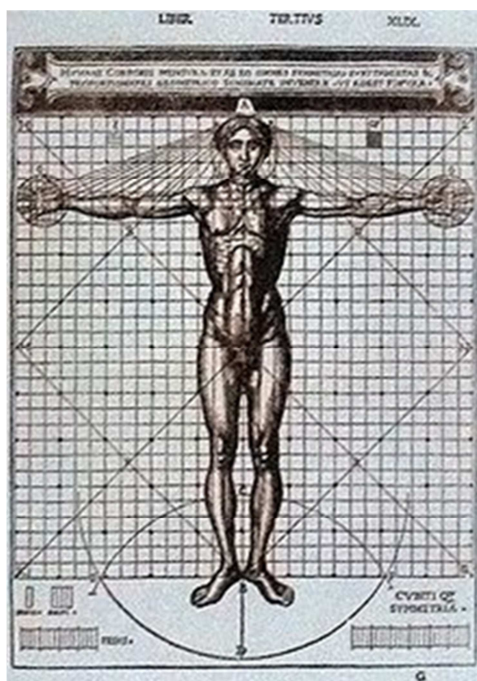


Figura 2.3.1.1: Uomo vitruviano, corrispondenza tra corpo umano e geometria ("De Architectura").

Il tempio greco quindi è a misura d'uomo, non grandioso come quello egizio che cerca di imporsi sull'uomo, ma percepibile nell'esatto calcolo delle sue forme, con la sua armonia e chiarezza. A dimostrazione di ciò, l'autore del De Architettura, Vitruvio, sosteneva che i templi dorici riproponevano la solidità del corpo maschile, quelli ionici l'esilità di quello femminile e quelli corinzi le caratteristiche del corpo di un fanciullo.

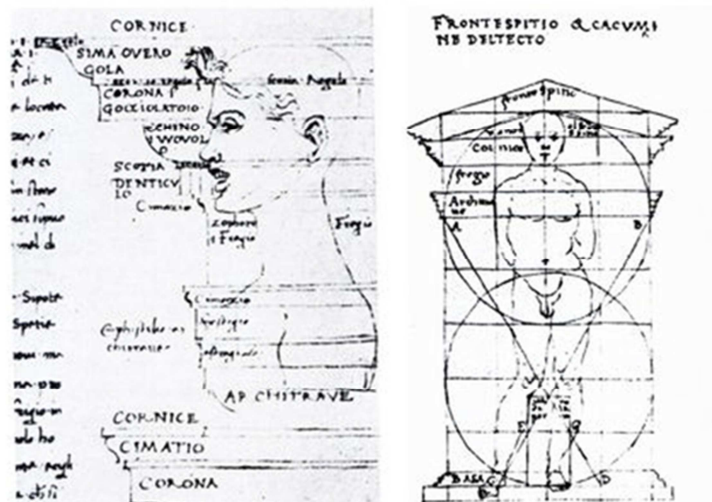


Figura 2.3.1.2: Proporzioni umane dello stile dorico (Tavole di Francesco di Giorgio, 1439-1501).

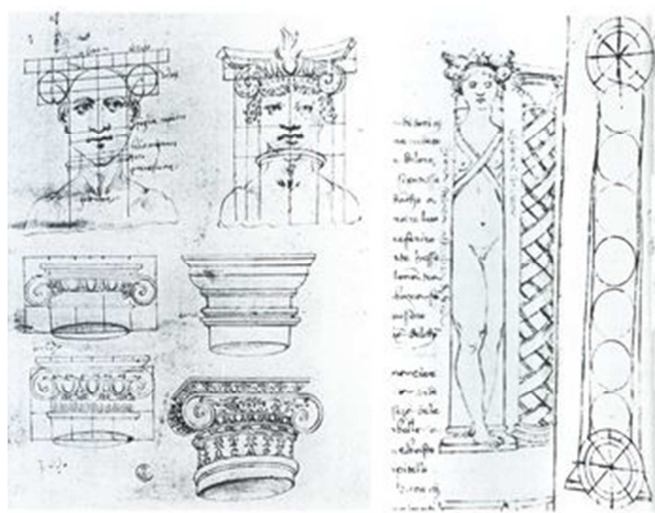


Figura 2.3.1.3: Proporzioni umane dello stile corinzio (Tavole di Francesco di Giorgio, 1439-1501).

Inoltre, lo stesso Vitruvio affermava che la composizione del tempio: “[...] si basa sulla simmetria i cui principi l’architetto deve rispettare scrupolosamente[...]; infatti nessun tempio può avere equilibrio compositivo senza rispettare simmetria e proporzione, come è per la perfetta armonia di un uomo ben formato”.

Tale è il dogma vitruviano che ha valore universale e viene attuato mediante il rispetto delle proporzioni tra le parti, reso possibile dalla

esistenza di un modulo fisso, al quale siano rapportabili tutti gli elementi della costruzione e la fabbrica nel suo insieme. Questo dogma assume anche il valore di scienza del costruire, qualora siano rispettate le regole di natura tecnica e tecnologica che costituiscono, nel loro complesso, la firmitas. La spiegazione di tale dogma è fornita con la metafora-analogia del corpo umano e delle unità di misura che ne derivano: “Se si è dunque d’accordo sul fatto che il sistema numerico è ricavato in base alle membra del corpo e che tra ognuna di esse singolarmente presa e l’insieme della figura umana esiste una costante corrispondenza simmetrica, ne consegue che dobbiamo ammirare quegli architetti che anche nella progettazione dei templi degli dei immortali disposero i vari elementi dell’opera in modo tale da ottenere nel rispetto delle proporzioni e della simmetria una adeguata disposizione delle parti e dell’insieme”.

Quindi, il dimensionamento degli elementi era del tutto affidato alla metodologia modulare, in cui il modulo veniva assunto, secondo Vitruvio, pari al diametro della colonna all’imoscapo (base della colonna). Lo spazio tra le colonne, cioè l’intercolumnio doveva essere di due moduli e un quarto, mentre l’altezza delle colonne, compreso il capitello, doveva essere pari a: sei volte il diametro, per un tempio dorico; otto volte il diametro, per un tempio ionico; nove volte il diametro, per l’ordine corinzio.

L’altezza della trabeazione era circa di un modulo e mezzo per l’ordine dorico e di oltre due moduli per lo ionico ed il corinzio. Analogamente, i dimensionamenti di Leon Battista Alberti, circa le colonne dei tre ordini, riprendevano quelli proposti di Vitruvio.

2.3.2. Le proprietà tecnico-costruttive ed il sistema lapideo.

La concezione tecnica ed il processo di esecuzione dei templi paestani sono un’evidente testimonianza dell’alto livello di cultura materiale e ingegneristica raggiunto nella Magna Grecia, cultura della quale possiamo ammirare le testimonianze ma di cui ci fuggono ancora nella loro pienezza i

processi evolutivi e le tecniche di realizzazione. Ad esempio, una delle caratteristiche dei monumenti paestani è quella di conservare integri molti dei segni della lavorazione: anche con una semplice lente si apprezzano bene i segni dello scalpello. Alcune incisioni sui collarini dei capitelli suggeriscono l'ipotesi che tali "poste" dovevano costituire le guide, riportate con dei fili a piombo per la creazione dell'entasis e della scanalatura delle colonne. Se l'ipotesi fosse attendibile, se ne deduce che i rocchi dovevano giungere in cantiere ed in opera grezzi e venire poi lavorati dallo scalpellino, seduto su di un bilancino, che presumibilmente veniva calato dall'alto.

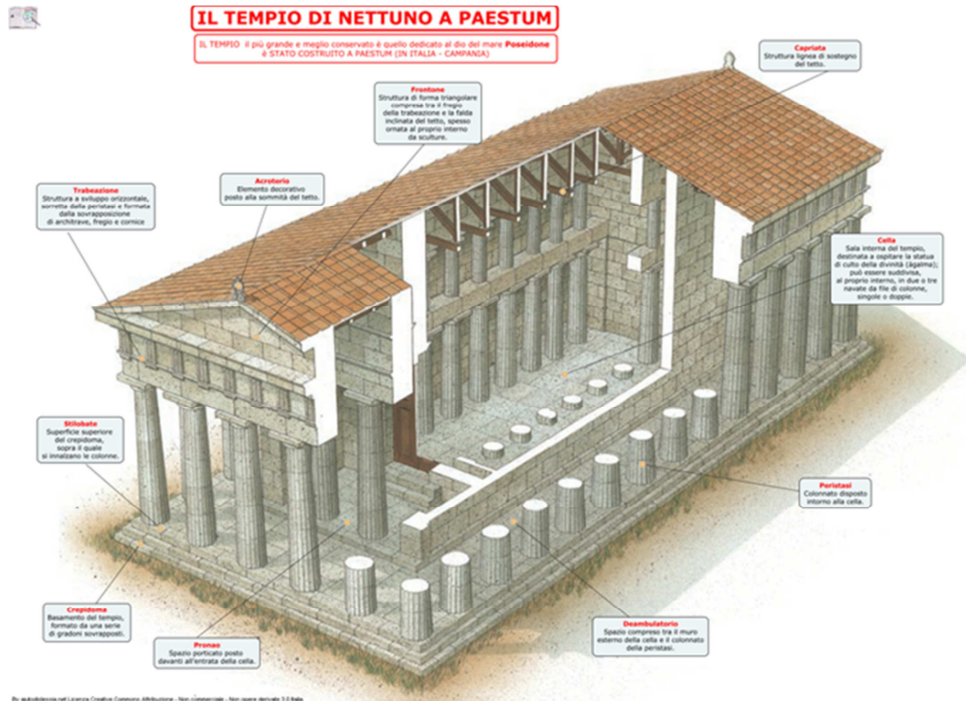


Figura 2.3.2.1: Spaccato assonometrico del tempio di Nettuno a Paestum.

Certo è che ancora oggi risultano magistralmente perseguiti fondamentali obiettivi quali la scelta del sito, la scelta e la reperibilità del materiale, la sua lavorazione, l'organizzazione di poderosi cantieri che consentissero l'elaborazione topografica dei diversi elementi, il loro trasporto e la mirabile messa in opera. Nel seguito si cercherà di esaminare con maggior dettaglio alcuni degli aspetti più rilevanti.

La realizzazione di un sistema costruttivo di materiale lapideo costituisce certamente un grandioso scatto tecnologico di una civiltà; questo processo si era già ampiamente manifestato nel bacino del Mediterraneo vuoi con la civiltà dell'antico Egitto, vuoi con quella persiana, vuoi ancora con la civiltà minoico-micenea. Tuttavia nonostante gli intensi scambi culturali una grande rivoluzione tecnologica, specialmente nel mondo antico, necessita di un'acquisizione ed una maturazione autonoma. In questo senso si evolve la civiltà greca passando dai templi di legno a quelli misti di pietra e legno per giungere infine alla complessa concezione di un sistema lapideo nel quale il legno viene ancora utilizzato per la sola struttura di copertura.

I templi paestani sono testimonianza di un processo maturo che continuando la ricerca di una soluzione esemplare parte dai templi dell'Herarion alla foce del Sele, si sviluppa nella Basilica, nel tempio di Athena, per approdare infine al severo quanto monumentale tempio di Nettuno.

Il primo punto su cui riflettere è la complessità architettonico-costruttiva del sistema lapideo che presuppone la concezione di un "progetto" articolato in numerose fasi: dalla formulazione plano-volumetrica, alla scelta del materiale, alla sua lavorazione, alla messa in opera. Infatti la cultura contemporanea non è ancora in grado di ripercorrere compiutamente la metodologia progettuale costruttiva del mondo antico nelle sue diverse fasi.

Il materiale prescelto presenta numerose qualità che hanno contribuito in maniera sostanziale alla durabilità millenaria dei templi. I banchi di questo particolare travertino che può anche definirsi un calcare spugnoso, nel quale è ancora oggi possibile leggere la derivazione dal mondo vegetale, sono estesi e molto prossimi alla zona di insediamento dei monumenti. La pietra presenta buone caratteristiche di lavorabilità ed ottime resistenze meccaniche; molto elevata è anche la resistenza chimico-fisica agli attacchi del clima e della flora come testimonia la leggibilità degli intagli dopo oltre mille anni di esposizione alle intemperie senza alcuna protezione.

Rilevanti si presentano le dimensioni dei blocchi che spesso assumono forme geometriche complesse, raggiungendo il peso di diverse tonnellate, così come la loro finitura che evidenzia la perfetta lavorazione dei piani che combaciano tra loro, ingranandosi senza la salvifica presenza del legante che giustifica una ben più sommaria lavorazione dei piani. Anche la definizione dei giunti tra i diversi elementi si rivela ad un'attenta analisi una scelta consapevole a vantaggio della stabilità e della resistenza dell'insieme. Infine è da ammirare il montaggio che raggiunge precisioni inconsuete ove si osservi che l'errore massimo tra gli intercolunni, tutti uguali, del tempio di Nettuno, raggiunge l'irrisorio valore di tre millimetri.

2.3.3. Il sistema di fondazione, di coperture ed i dispositivi antisismici.

Negli ultimi cinquant'anni è stata condotta una serie di studi geologici sull'area archeologica di Paestum, anche con l'obiettivo di individuare l'antico porto della città.

Più dettagliate indagini di carattere geotecnico sono state eseguite sul sottosuolo del tempio di Athena negli anni 1988-1989. Tali indagini hanno individuato la natura del sottosuolo, definito le proprietà fisico-meccaniche dei terreni e verificato le condizioni statiche delle opere di fondazione del tempio. Si è così stabilito che al di sotto di uno strato di riporto dello spessore di due-tre metri si rinvengono due banchi di travertino, a luoghi sotto forma lapidea, ma molto vacuolare, a luoghi sotto forma di sabbia calcarea, il primo fra due-tre e otto-dieci metri circa di profondità, il secondo fra quindici e venti metri circa. Purtroppo allo stato non sono stati eseguiti scavi archeologici mirati alla conoscenza del sistema costruttivo degli altri due templi del santuario meridionale della antica città, e ci si augura che ciò possa essere fatto nel prossimo futuro. Sarà interessante conoscere se esistono evoluzioni nell'impianto fondazionale.

Le fondazioni del tempio di Atena sono costituite da murature in blocchi di travertino formanti due sezioni rettangolari concentriche cave, la prima

disposta in corrispondenza della peristasi di 2,35 metri di spessore e circa 3,80 metri di profondità, la seconda sezione rettangolare cava è disposta a fondazione dei muri della cella, ha 1,50 metri di spessore e circa 5,50 metri di profondità, e presenta, in corrispondenza delle torri che realizzano le scale, un setto trasversale avente 3,60 metri di spessore ed ancora circa 5,50 metri di profondità. Lungo l'asse maggiore della cella corre un muro avente 0,50 metri di spessore e circa 2,50 metri di profondità che costituisce l'appoggio dei blocchi di pavimentazione della stessa cella. Al di sotto dei blocchi di travertino è disposto uno strato di sabbia di 0,64 metri di spessore. La possente struttura muraria descritta testimonia la grande perizia tecnica dei costruttori antichi, ma ancora più la grande importanza da essi attribuita al sistema della fondazione, elemento essenziale per la stabilità e durabilità della struttura.

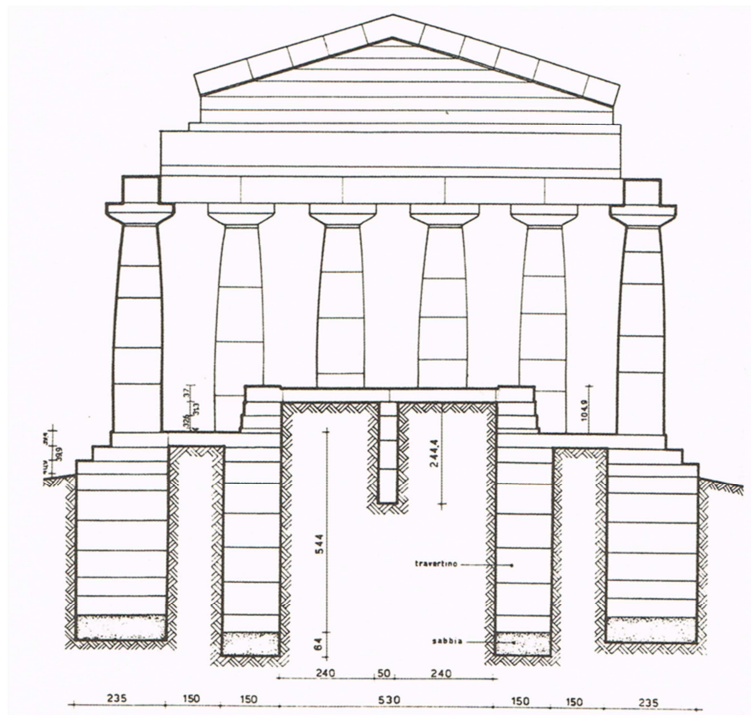


Figura 2.3.3.1: Tempio di Athena, lato Ovest. Ipotesi ricostruttiva delle sezioni delle fondazioni (da F. Krauss, "Die Temple von Paestum I, Der Athenatempel", Berlino 1959).

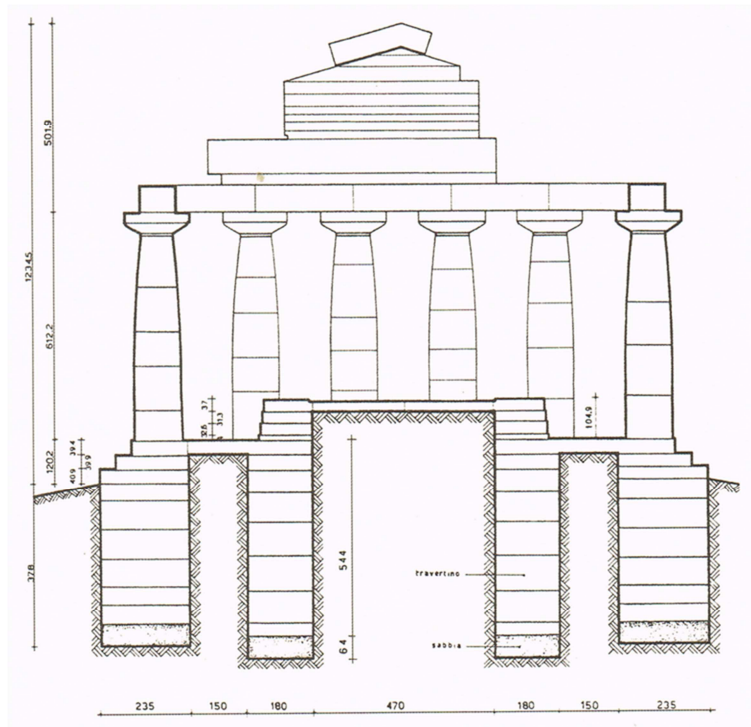


Figura 2.3.3.2: Tempio di Athena, lato Est. Ipotesi ricostruttiva delle sezioni delle fondazioni (da F. Krauss, "Die Temple von Paestum I, Der Athenatempel", Berlino 1959).

Ancora con riferimento al tempio di Athena: si noti che il piano di sedime dei muri di fondazione è posto a circa 4,00 metri di profondità dall'attuale piano di campagna e cioè bene incassato nello strato di sabbia e travertino. In conclusione, Tullio Pescatore e Carlo Viggiani, a seguito all'osservazione dei luoghi e all'analisi delle prove geotecniche (di cui si parlerà ampiamente nel capitolo seguente), affermano che "il coefficiente di sicurezza rispetto ad una rottura non drenata, quale potrebbe conseguire ad un'azione sismica, è molto elevato ed ancora più elevato è quello nei riguardi dei carichi statici".

Da un incontro dello scrivente con il Prof. Arch. Ruggero Martines, Soprintendente dei bei archeologici di Salerno, Avellino, Benevento e Caserta dal 1995 al 2001, è emerso una seconda ipotesi, non meno plausibile della precedente, del sistema di fondazioni dei templi paestani. Il Prof. Martines ipotizza che i templi paestani non sarebbero dotati di un

vero e proprio sistema di fondazioni in quanto lo strato roccioso di travertino si trova a poco più di un metro di profondità dal piano campagna, e quindi il crepidoma poggia direttamente su tale strato.

Tuttavia, la scelta del sito nel quale erigere un monumento, che vuole essere un documento “a futura memoria”, il permanere e lo stratificarsi delle civiltà per millenni in un dato territorio suggeriscono una profonda quanto inesplicabile conoscenza delle vicende naturali e delle loro evoluzioni. Quasi sempre infatti l’abbandono e lo spopolamento va addebitato più a fattori di natura antropica che a quelli naturali. L’impianto delle fondazione dei templi paestani ne è una evidente esemplificazione.

L’impianto della copertura “a tetto” costituisce una delle invenzioni più geniali, semplici e durature della cultura costruttiva. Esso rappresenta un insieme di piani inclinati adattabili a qualsiasi geometria planimetrica e modellabile a seconda delle esigenze climatiche del luogo. Nell’architettura dorica questo elemento unitamente ai due frontoni terminali si manifesta nella sua lineare semplicità come una peculiare caratteristica. La sua perfetta funzionalità è testimoniata dall’ottimo smaltimento delle acque meteoriche e dalla grande coibenza che si realizza col suo sottotetto.

I grandi cornicioni e le ricche ed elaborate antefisse costituiscono una caratteristica dei templi. Le grandi tegole in materiale fittile contribuiscono alla funzionalità e alla durabilità dell’impianto.

Il sistema costruttivo della copertura “a tetto” è organizzato in orditura principale ed orditura secondaria, l’organizzazione di tali orditure dipende dalla disposizione planimetrica degli appoggi influenzando direttamente le dimensioni strutturali dei diversi elementi. È in quest’ottica che si sviluppa anche nella storia dei templi paestani una evoluzione del sistema di copertura dalla Basilica a Nettuno.

Nel sistema coperture permane nel tempo il materiale legno, che ha delle proprietà che per millenni lo hanno fatto preferire nella realizzazione dei sistemi di coperture. Durante tutta l’antichità il legno è stato un materiale

facilmente reperibile il quale, attraverso processi di essiccazione naturale, garantisce qualità e durabilità. Infatti un sistema di copertura con struttura in legno, soggetto ad una manutenzione accurata può conservare la sua funzionalità per diversi secoli; basti pensare, per citare un esempio glorioso, alle grandi strutture in legno del tetto di S. Croce in Firenze che sono sostanzialmente in situ da quasi otto secoli.

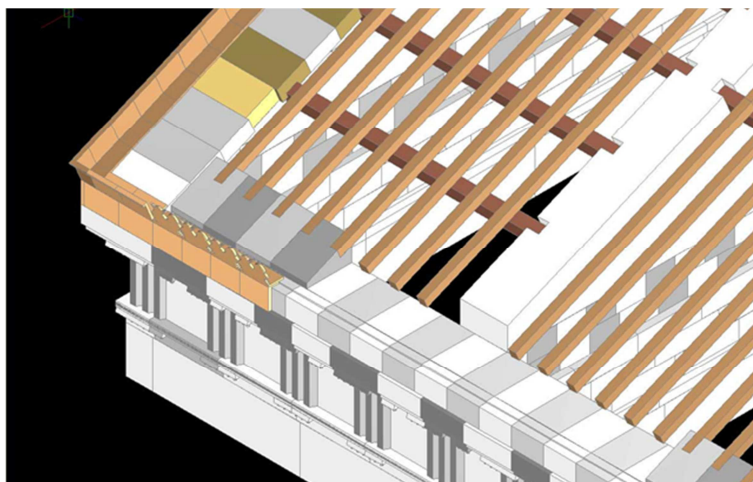


Figura 2.3.3.3: Ricostruzione digitale del sistema di coperture del tempio dorico (www.jacopo-russo.it).

Alla durabilità le strutture in legno associano una grande leggerezza; questa qualità ha due conseguenze positive: la facilità di trasporto e di montaggio, la proprietà di non appesantire le parti elevate della costruzione evitando così grandi masse a quote elevate che, in caso di sisma, risultano particolarmente dannose.

Circa le travi portanti del tetto, anche Vitruvio si concentrò sui problemi di natura statica e di durabilità: "Sopra le colonne vanno impostate travi composte, di altezza adeguata alla luce. Esse avranno spessore pari al collarino delle colonne, e saranno assemblate con il ricorso a biette, ma in modo che sia mantenuto tra le parti componenti, un distacco di due pollici. Infatti, se le travi fossero composte da parti a contatto, senza che queste consentano la circolazione dell'aria, esse marcirebbero al più presto" (Vitruvio, I secolo a.C.).

Alcuni studiosi, tra cui De Angelis d'Ossat, sostengono che le travi fossero composte da tre tavoloni, coerentemente con la tripartizione presente nelle decorazioni dei triglifi. Da citare anche il pensiero di Viollet-le-Duc, secondo il quale, data la posizione dei triglifi collocati in asse con le colonne sottostanti, essi sarebbero stati posti in opera da soli e per primi, con la doppia funzione di:

- consentire un facile montaggio del gocciolatoio, cornice e frontone;
- trasmettere i carichi alla sottostante architrave, in modo da alleggerire la trave, con riduzione degli sforzi di flessione nella sezione a maggior rischio di fratture, cioè quella di mezzera.

Essi si configurano così come una sorta di colonna corta, intesa un prolungamento della colonna dell'epistilio, di cui riprendevano anche il motivo delle scanalature verticali.

Molto importante è ancora il sistema di appoggio delle strutture lignee a quelle murarie. Anche questo particolare era stato risolto con grande perizia nei templi paestani, basti osservare gli intagli nella tessitura lapidea dei frontoni che realizzano l'alloggiamento degli elementi lignei.

Al fine di migliorare le deboli prestazioni sismiche delle pareti in muratura, si realizzava un'ossatura a graticcio, in cui alcuni blocchi erano disposti con il lato maggiore nel senso dello sviluppo longitudinale della parete (ortostati) e altri di traverso, in modo da lasciar apparire, sulle superfici esterne della parete, la loro sezione trasversale (diatoni). Si parla di opera isòdoma, qualora gli ortostati di altezza uguale tra loro, erano disposti allineati in file regolari, con il giunto che collegava due blocchi adiacenti posto in corrispondenza del centro del blocco sottostante, mentre la presenza di diatoni rendeva l'opera pseudo-isòdoma.

Analogamente a ciò che si è visto per le costruzioni dell'Egeo, elementi lignei, in grado di apportare qualità plastiche all'insieme, erano annegati all'interno delle masse murarie e potevano anche assumere la forma di

pilastrini, posizionati in corrispondenza degli appoggi delle travi della copertura ed allineati con le colonne esterne.

Per rendere solidali i blocchi l'uno all'altro, conferendo maggiore stabilità al sistema muratura, si legavano con perni, che nei tempi arcaici furono in legno e successivamente vennero sostituiti da ganci in bronzo, sigillati con piombo fuso, fatto colare in fori appositamente realizzati nelle pietre. In particolare, i collegamenti presenti erano di due tipi:

- tra blocchi di filari sovrapposti: chiodature cilindriche;
- tra blocchi adiacenti: agganci a doppio T.

Per filtrare ed abbattere le pericolose onde sismiche, come i costruttori di Creta, anche i greci usavano rendere omogeneo il piano di posa dello stilobate con uno strato soffice, realizzato con materiale di riporto. Ad esempio, nel caso dell'Acropoli di Atene, si utilizzarono i resti e i detriti delle costruzioni distrutte dai persiani (la colmata persiana), mentre a Paestum sabbia locale.

3. Stato dell'arte sulla dinamica dei sistemi costituiti da blocchi rigidi.

3.1. Introduzione.

Lo studio del comportamento statico e dinamico del patrimonio architettonico di valore storico-artistico costituito da blocchi lapidei rigidi è un argomento di particolare interesse nell'ambito della moderna ingegneria sismica. Tali conoscenze, infatti, risultano indispensabili per la programmazione di una corretta manutenzione ai fini della conservazione di tale tipologia di patrimonio culturale soprattutto in condizioni di rischio, indotto da hazard naturali ed antropici.

Tra tali tipologia di manufatti il Tempio di Nettuno (detto anche Poseidònion) a Paestum rappresenta un emblema per gli aspetti architettonici, scultorei, costruttivi e strutturali, e risulta inoltre unico nel panorama internazionale per il suo stato di conservazione, completo ancora dell'intera trabeazione e dei due frontoni. A tale proposito tale bene monumentale è stato individuato come caso studio del presente lavoro.

I primi studi sul comportamento dinamico di un corpo rigido soggetto ad azioni sismiche indagano l'analisi dei ribaltamenti di diversi manufatti ed opere, come ad esempio colonne, statue, rocce e simili, al fine di ottenere informazioni sull'intensità del moto alla base, ovvero del terreno, tale da produrre il collasso. A partire da tali lavori, studiosi giapponesi ed americani avviarono una serie di ricerche (bibliografia riportata in Yim *et al.* 1980°, Ishiyama 1984a) che confluirono nella definizione della scala di intensità giapponese basata sul ribaltamento o meno di un set di elementi opportunamente disposti. Ricerche simili furono avviate anche in Italia a seguito del terremoto di Avezzano del 1915 (Castenetto & Galadini, 1999).

Nel presente lavoro verranno citati e richiamati gli studi che hanno avuto maggiore impatto sullo sviluppo della tematica, in ambito internazionale,

inerente il comportamento dinamico dei corpi rigidi eccitati alla base. Tuttavia nei lavori di Giannini (1991) e Sorrentino (2003) è riportata un'ampia analisi dello stato di fatto della tematica in oggetto.

Una classificazione dei modelli presenti in letteratura è possibile rispetto al tipo di contatto all'interfaccia dei corpi, ovvero rispetto a come viene descritta l'interazione nelle sezioni dove si verificano gli urti: si possono distinguere infatti modelli a contatto rigido e modelli a contatto elastico (Giannini, 1991). Tali modelli si differenziano inoltre anche per la legge forza generalizzata di richiamo – spostamento generalizzato assunta.

Nel caso dei modelli a contatto rigido si fa l'ipotesi che il giunto sia un giunto indeformabile, con resistenza a compressione infinita, non reagente a trazione e dotato di attrito.

Nel caso di modelli a contatto elastico si fa l'ipotesi di concentrare la deformabilità della sezione in cui si verifica l'urto, introducendo in tal caso un legame costitutivo.

3.2. Modelli a contatto rigido.

Nel caso dei modelli a contatto rigido, come accennato in precedenza, si ipotizza un giunto indeformabile, infinitamente resistente a compressione, non reagente a trazione ed attritivo. Inoltre alla base di tale modello vi è l'ipotesi che gli spostamenti cui tali oggetti semplicemente appoggiati al suolo sono soggetti a seguito dell'azione sismica siano dovuti prevalentemente a moti rigidi e solo in minima parte alle deformazioni del materiale.

Il modello di Housner, noto anche come pendolo invertito, (Housner 1963) (Fig. 3.2.1) è il primo e più famoso modello analitico del moto di corpo rigido con contatto rigido presente in letteratura. Lo studio di Housner nacque come tentativo di spiegare come mai alcuni serbatoi, modellati come pendolo invertito, fossero sopravvissuti al terremoto cileno del 1960,

mentre altri oggetti più stabili secondo valutazioni statiche, ed anche ancorati al suolo, furono rovesciati.

Il modello di Housner è rappresentato da un blocco parallelepipedo omogeneo a base piana che poggia su un suolo indeformabile ed in moto (Fig. 3.2.2). Si assume, inoltre, che il coefficiente di attrito statico fra il blocco ed il suolo sia sufficiente ad escludere scorrimenti. Pertanto, il blocco oscilla alternativamente intorno ai suoi due spigoli inferiori O ed O' senza possibilità di rimbalzi. Il modello di Housner risulta quindi ad un solo grado di libertà, nel quale l'unica coordinata lagrangiana è la rotazione θ .

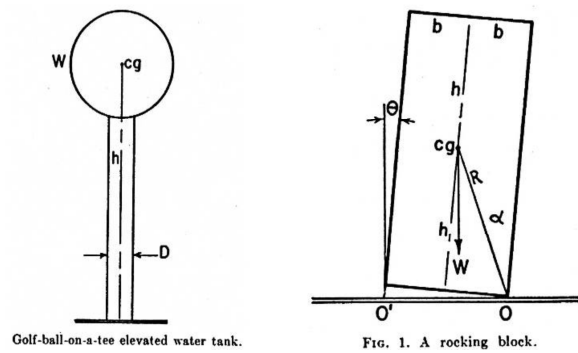


Figura 3.2.1: Pendolo Invertito proposto da Housner (1963)

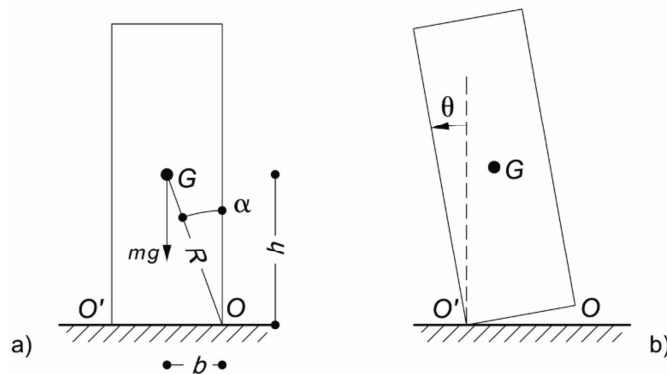


Figura 3.2.2: Modello di Housner (1963): G = baricentro; R = distanza del centro di massa dalla cerniera di rotazione; h = semialtezza del blocco; b = semibase del blocco; a) parametri geometrici; b) configurazione deformata.

Le grandezze significative che descrivono la geometria del blocco sono quindi due, la semidiagonale R , che esprime la dimensione del blocco, e l'angolo α , formato fra la semidiagonale e la verticale passante per il punto

O oppure O' quando il blocco non è in moto. Tale angolo fornisce una misura della snellezza ζ del blocco (rapporto tra altezza e base).

$$\zeta = \frac{2h}{2b} = \frac{2R\cos\alpha}{2R\sin\alpha} = \cot\alpha$$

Come si può notare la snellezza diminuisce all'aumentare di α .

Housner introduce il momento di inerzia polare del blocco rispetto ai punti attorno ai quali avviene la rotazione (O e O'):

$$I_0 = \frac{4}{3}m \cdot R^2$$

dove m rappresenta la massa del corpo.

3.2.1. Equazioni della dinamica dei corpi rigidi - Approccio pseudo-statico.

Durante il moto di un qualunque tipo di sistema materiale, comunque vincolato e sollecitato, valgono le equazioni cardinali della dinamica:

$$\frac{d\mathbf{U}}{dt} = \mathbf{R}^{(e)} \quad (1.1)$$

$$\frac{d\mathbf{K}}{dt} + \mathbf{v}_0 \times \mathbf{U} = \mathbf{M}^{(e)} \quad (1.2)$$

nelle quali \mathbf{U} è il risultante della quantità di moto, e \mathbf{K} è il momento della quantità di moto, o momento angolare, rispetto ad un qualsiasi punto O , di velocità \mathbf{v}_0 . Invece $\mathbf{R}^{(e)}$ ed $\mathbf{M}^{(e)}$ sono rispettivamente il risultante ed il momento risultante, rispetto allo stesso punto O , delle sole forze esterne.

Per un sistema costituito da uno o più corpi rigidi le equazioni (1.1) e (1.2) costituiscono un sistema di equazioni necessarie e sufficienti, una volta che siano assegnate le condizioni iniziali, per descrivere compiutamente il moto. Esse prendono il nome di equazioni dinamiche del moto dei corpi rigidi.

3.2.1.1. Oscillazioni libere

A partire dalle equazioni precedenti, Housner ricava direttamente l'equazione del moto del blocco soggetto a **oscillazioni libere**:

$$I_0 \cdot \ddot{\theta} = -m \cdot g \cdot R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) \quad (1.3)$$

Housner introduce il parametro p pari a: $p = \sqrt{\frac{mgR}{I_0}} = \sqrt{\frac{3mgR}{4mR^2}} = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$. In tal modo l'equazione precedente diventa:

$$\ddot{\theta} = -\text{sgn}(\theta) \cdot p^2 \cdot \text{sen}(\alpha - |\theta|) \quad (1.4)$$

L'equazione del moto (1.4) presenta una doppia non linearità: innanzitutto la presenza di termini trigonometrici, per i quali sono state proposte spesso linearizzazioni nella risoluzione dell'equazione del moto, poi la presenza della funzione segno dovuta al passaggio del punto di rotazione alla base da O ad O' in corrispondenza degli urti alla base.

La linearizzazione dei termini trigonometrici dell'equazione (1.4) è stata proposta sia da Housner (1963), sia in lavori successivi (ad es. Spanos & Koh 1984). Tale operazione è considerata accettabile sono per blocchi snelli, $\alpha \leq 20^\circ$, in quanto in tal caso è possibile approssimare il seno con l'angolo stesso e pertanto la relazione (1.6) può essere scritta come:

$$I_0 \cdot \ddot{\theta} = -m \cdot g \cdot R \cdot (\alpha - \theta) \quad (1.5)$$

ovvero

$$\ddot{\theta} = -p^2 \cdot \alpha + p^2 \cdot \theta \quad (1.6)$$

Assegnata la rotazione iniziale, θ_0 , e la velocità angolare iniziale, $\dot{\theta}_0$, ed operando la linearizzazione dei termini trigonometrici, Housner integra le equazioni in forma chiusa ed ottiene:

$$\theta = -\operatorname{sgn}(\theta_0) \cdot \alpha \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{|\theta_0|}{\alpha} \right) \cdot \cosh(p \cdot t) \right] + \frac{\dot{\theta}_0^2}{\alpha} \cdot \operatorname{senh}(p \cdot t)$$

Ipotizzando, inoltre, una velocità angolare iniziale nulla l'equazione precedente diventa:

$$\theta = -\operatorname{sgn}(\theta_0) \cdot \alpha \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{|\theta_0|}{\alpha} \right) \cdot \cosh(p \cdot t) \right] \quad (1.7)$$

A partire da tale relazione Housner ricava il tempo che intercorre tra il rilascio del blocco dalla configurazione di partenza θ_0 al primo urto, ovvero all'annullarsi dell'angolo θ . Ipotizzando che nella configurazione di partenza il blocco ruoti intorno al punto O , esso si porterà nella configurazione con $\theta = 0$ e successivamente, nell'ipotesi in cui la perdita di energia all'impatto sia trascurabile, il centro di rotazione passerà da O ad O' sino a raggiungere la rotazione $\theta = -\theta_0$. A tal punto il blocco, ruotando ancora intorno ad O' si porterà nuovamente nella posizione verticale ($\theta = 0$), il centro di rotazione passerà da O' ad O , ruotando nuovamente sino alla configurazione di partenza. Il tempo T necessario per il completamento dell'intero ciclo rappresenta il periodo di vibrazione. Quindi il tempo necessario per passare dalla configurazione iniziale al primo urto, ovvero $\theta = 0$, risulta pari a $T/4$ ed in tale istante l'equazione (1.10) risulta

$$0 = \alpha \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\theta_0}{\alpha} \right) \cdot \cosh\left(p \cdot \frac{T}{4}\right) \right] \quad (1.8)$$

Dalla (1.8) è quindi possibile ricavare il periodo di vibrazione:

$$T = \frac{4}{p} \operatorname{cosh}^{-1}\left(\frac{1}{1 - \theta_0/\alpha}\right) \quad (1.9)$$

Dall'equazione precedente appare chiaro che, a differenza dell'oscillatore elastico lineare, il periodo di oscillazione del pendolo di Housner non dipende esclusivamente dalle caratteristiche del sistema, in quanto risulta

funzione anche dell'ampiezza della rotazione iniziale (Fig. 3.2.1.1.1). Questa differenza risulta fondamentale per comprendere la peculiarità del comportamento dinamico degli oggetti dondolanti rispetto agli usuali oscillatori classici.

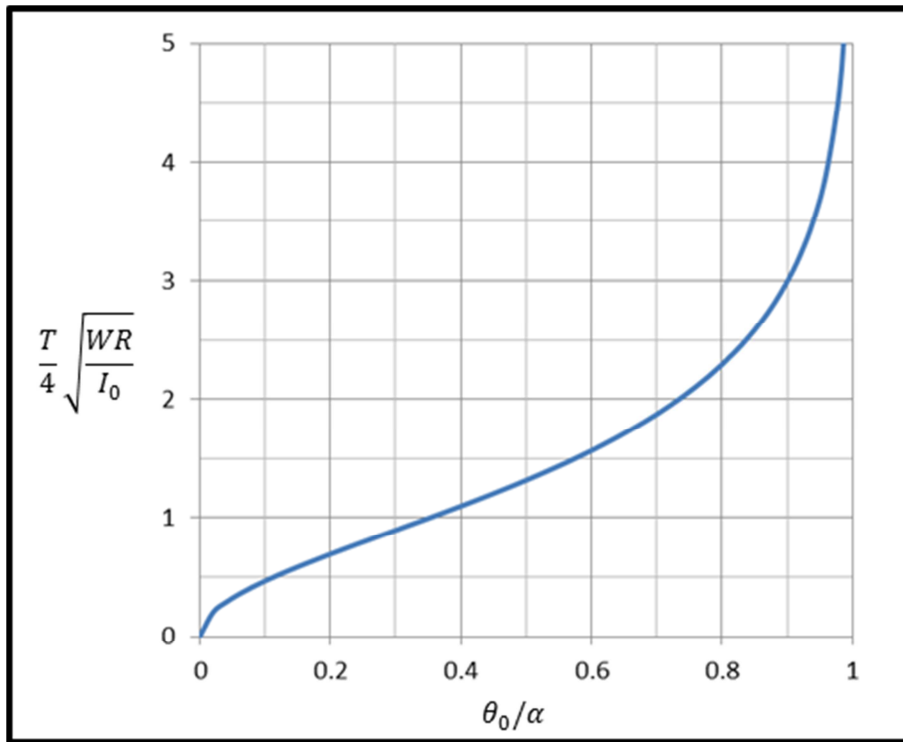


Figura 3.2.1.1.1: Periodo T del blocco oscillante al variare dell'ampiezza θ_0 (Housner 1963).

Facendo riferimento ad un approccio pseudo-statico, il momento di richiamo, nella generica configurazione, risulta pari a:

$$M = W \cdot R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)$$

Nel caso di blocchi snelli, ovvero con $\alpha \leq 20^\circ$, è possibile confondere il seno con l'angolo e pertanto il dominio momento rotazione risulta lineare.

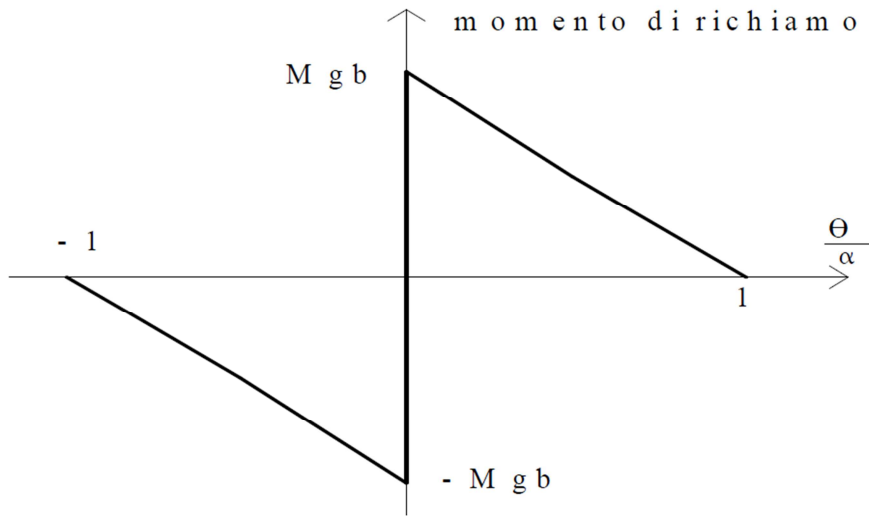


Figura 3.2.1.1.2: Legame momento di richiamo- rotazione, a due rami perfettamente rigido (Housner 1963).

Dal diagramma seguente si evince invece come la linearizzazione conduca ad errori sempre maggiori man mano che l'angolo α superi i 20° .

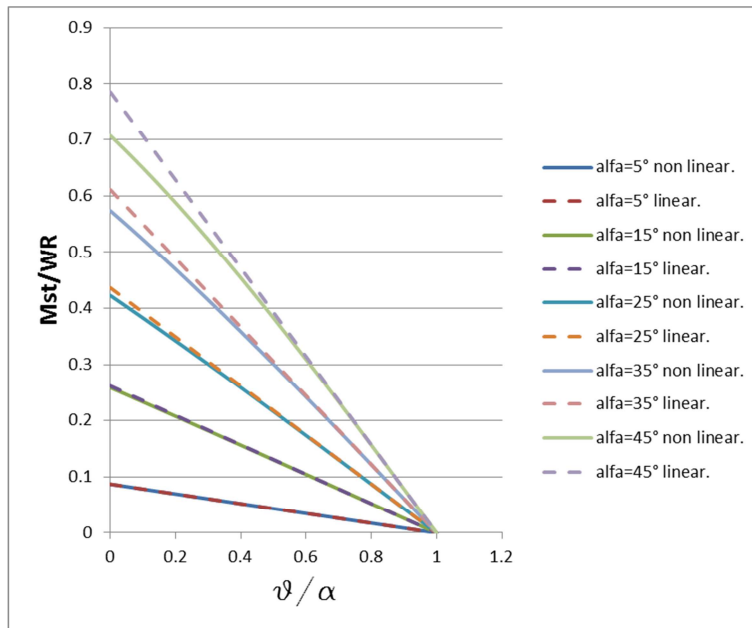


Figura 3.2.1.1.3: Effetti della linearizzazione sull'equazione di equilibrio alla rotazione.

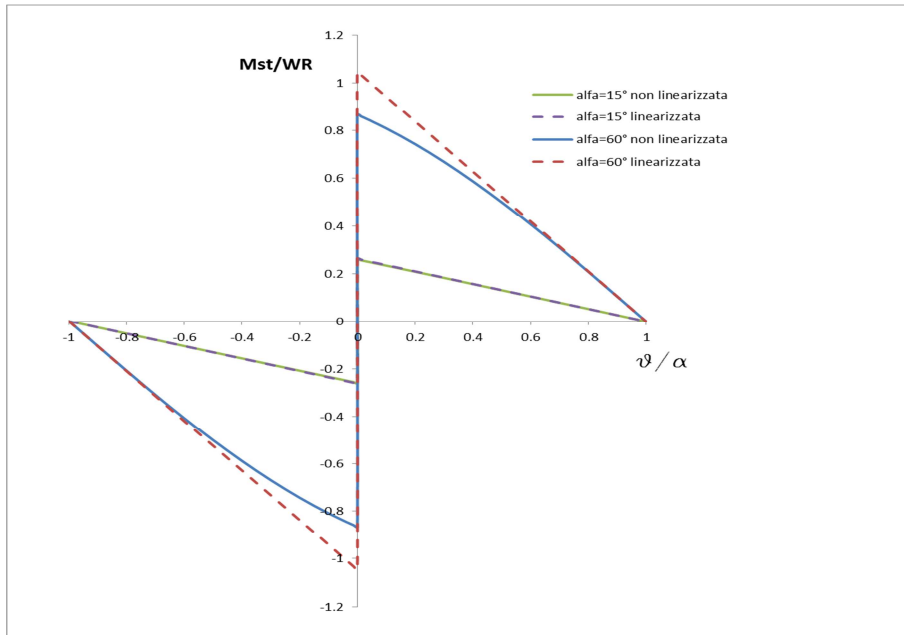


Figura 3.2.1.1.4: Effetti della linearizzazione sull'equazione di equilibrio alla rotazione.

3.2.1.2. Oscillazioni forzate

Nel caso di oscillazioni forzate, a seguito di accelerazione orizzontale al suolo \ddot{x}_g , l'equazione del moto diventa (Aslam *et al.* 1980):

$$\ddot{\theta} = -sgn(\theta) \cdot p^2 \cdot sen(\alpha - |\theta|) - p^2 \cdot \frac{\ddot{x}_g}{g} \cdot cos(\alpha - |\theta|) \quad (1.10)$$

Dalla (1.10) si ricava l'esistenza di una *accelerazione di soglia* \ddot{x}_s , ovvero il blocco si mette in moto solo se l'accelerazione esterna supera un valore di soglia prefissato pari al prodotto dell'accelerazione di gravità per il moltiplicatore di collasso, ovvero al rapporto tra la base e l'altezza del blocco.

Tale accelerazione vale:

$$\ddot{x}_s = \frac{b}{h} \cdot g = \tan(\alpha) \cdot g \quad (1.11)$$

L'esistenza di un'accelerazione di soglia rappresenta una notevole differenza rispetto all'oscillatore lineare "classico", ed anche rispetto a tutti

quegli oscillatori che hanno una rigidità iniziale finita. Infatti per come è stato definito, il pendolo invertito non “avverte” forzanti il cui picco sia inferiore alla accelerazione di soglia sopra menzionata. Tale circostanza non ha trovato in realtà conferme sperimentali in quanto test su pareti libere hanno messo in evidenza che il moto della parete inizia ben prima del raggiungimento dell'accelerazione di soglia e questo è stato interpretato in svariati modi in letteratura, sia motivandolo con la deformabilità comunque finita del materiale che costituisce la parete sia ipotizzando la presenza di imperfezioni nella sezione di contatto tra blocco e piano di appoggio.

Altro risultato ottenuto da Housner è legato all'effetto scala: in blocchi aventi stessi rapporti geometrici e quindi uguale snellezza, si osserva che gli elementi di maggiori dimensioni sono più stabili.

3.2.2. Equazioni della dinamica dei corpi rigidi – Approccio Energetico.

Durante la fase di pieno contatto, ipotizzando che non vi sia scorrimento tra base di appoggio e blocco, il moto della struttura è governato dalle seguenti equazioni:

$$u_G = u_g; \dot{u}_G = \dot{u}_g; \ddot{u}_G = \ddot{u}_g$$

$$v_G = v_g; \dot{v}_G = \dot{v}_g; \ddot{v}_G = \ddot{v}_g$$

$$\theta = \dot{\theta} = \ddot{\theta} = 0$$

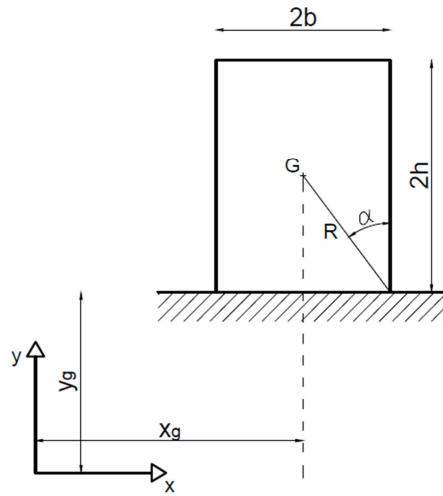


Figura 3.2.2.1: Configurazione di equilibrio e sistema di riferimento.

Il corpo in questa fase del moto è soggetto ad una forza di inerzia orizzontale e verticale che valgono rispettivamente:

$$F_X = m \cdot \ddot{u}_g$$

$$F_Y = m \cdot \ddot{v}_g$$

Nella fase di oscillazione il sistema manifesta la sua non linearità e la scrittura delle equazioni del moto partendo dalle singole forze agenti sul sistema risulta molto complessa. A tal proposito si ci avvicina alla scrittura di tale equazione con un metodo energetico basato sull'applicazione delle equazioni di Lagrange. Si adottano le equazioni di Lagrange nella loro versione generalizzata esplicitate per il parametro lagrangiano θ .

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{\theta}} \right) = \frac{\partial L}{\partial \theta}$$

Con $L=T-U$ dove T rappresenta l'energia cinetica ed U l'energia potenziale.

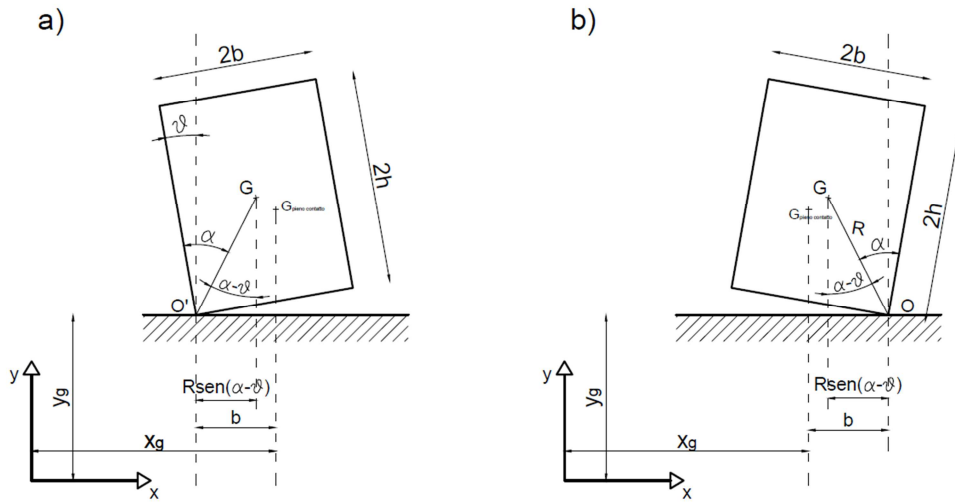


Figura 3.2.2.2: a) Configurazione di moto intorno al polo O' ; b) configurazione di moto intorno al polo O .

Considerando un sistema di riferimento inerziale e rotazioni orarie positive le coordinate del baricentro del blocco risultano:

$$x_G = u_g + b - R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) \text{ per } \theta > 0$$

$$x_G = u_g - b + R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) \text{ per } \theta < 0$$

$$y_G = v_g + R \cdot \text{cos}(\alpha - \theta)$$

L'energia cinetica risulta pari a:

$$T = \frac{1}{2} m \cdot \left(\frac{dx_G}{dt} \right)^2 + \frac{1}{2} m \cdot \left(\frac{dy_G}{dt} \right)^2 + \frac{1}{2} I_G \cdot \dot{\theta}^2$$

Essendo I_O il momento di inerzia rispetto al baricentro del blocco.

Esplicitando la velocità del baricentro:

$$\frac{dx_G}{dt} = \dot{u}_g + R \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) \cdot \dot{\theta} \text{ per } \theta > 0$$

$$\frac{dx_G}{dt} = \dot{u}_g - R \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) \cdot \dot{\theta} \text{ per } \theta < 0$$

$$\frac{dy_G}{dt} = \dot{v}_g + R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) \cdot \dot{\theta}$$

Sostituendo si ottiene l'espressione dell'energia cinetica:

$$T = \frac{1}{2} m \cdot [\dot{u}_g^2 + \dot{v}_g^2 + R^2 \cdot \dot{\theta}^2 + 2 \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \cos(\alpha - \theta) + 2 \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] + \frac{1}{2} I_G \cdot \dot{\theta}^2$$

Per $\theta > 0$

$$T = \frac{1}{2} m \cdot [\dot{u}_g^2 + \dot{v}_g^2 + R^2 \cdot \dot{\theta}^2 - 2 \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \cos(\alpha - \theta) + 2 \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] + \frac{1}{2} I_G \cdot \dot{\theta}^2$$

Per $\theta < 0$

L'energia potenziale risulta pari a:

$$U = m \cdot g \cdot y_G = m \cdot g \cdot [v_g + R \cdot \cos(\alpha - \theta)]$$

Esplicitate l'energia cinetica e l'energia potenziale è possibile esprimere l'equazione della lagrangiana:

$$L = T - U$$

Ovvero, per $\theta > 0$:

$$L = \frac{1}{2} m \cdot [\dot{u}_g^2 + \dot{v}_g^2 + R^2 \cdot \dot{\theta}^2 + 2 \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \cos(\alpha - \theta) + 2 \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] + \frac{1}{2} I_G \cdot \dot{\theta}^2 - m \cdot g \cdot [v_g + R \cdot \cos(\alpha - \theta)]$$

Mentre per $\theta < 0$

$$L = \frac{1}{2} m \cdot [\dot{u}_g^2 + \dot{v}_g^2 + R^2 \cdot \dot{\theta}^2 - 2 \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \cos(\alpha - \theta) + 2 \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] + \frac{1}{2} I_G \cdot \dot{\theta}^2 - m \cdot g \cdot [v_g + R \cdot \cos(\alpha - \theta)]$$

Definita la Lagrangiana è possibile scrivere l'equazione di Eulero-Lagrange che ci permette di ricavare l'equazione del moto:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{\theta}} = \frac{\partial L}{\partial \theta}$$

Esplicitando le derivate, per $\theta > 0$:

$$\frac{\partial L}{\partial \theta} = m \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) - m \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + m \cdot g \cdot R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \dot{\theta}} = m \cdot R^2 \cdot \dot{\theta} + m \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + m \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) + I_G \cdot \dot{\theta}$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{\theta}} &= m \cdot R^2 \cdot \ddot{\theta} + m \cdot \ddot{u}_g \cdot R \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + m \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) + m \\ &\quad \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) + \\ &\quad - m \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + I_G \cdot \ddot{\theta} \end{aligned}$$

Mentre per $\theta < 0$

$$\frac{\partial L}{\partial \theta} = -m \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) - m \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + m \cdot g \cdot R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \dot{\theta}} = m \cdot R^2 \cdot \dot{\theta} - m \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + m \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) + I_G \cdot \dot{\theta}$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \frac{\partial L}{\partial \dot{\theta}} &= m \cdot R^2 \cdot \ddot{\theta} - m \cdot \ddot{u}_g \cdot R \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + m \cdot \dot{u}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) + m \\ &\quad \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \text{sen}(\alpha - \theta) + \\ &\quad - m \cdot \dot{v}_g \cdot R \cdot \dot{\theta} \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + I_G \cdot \ddot{\theta} \end{aligned}$$

Sostituendo le derivate l'equazione di Eulero-Lagrange, ovvero l'equazione del moto, risulta:

$$(m \cdot R^2 + I_G) \cdot \ddot{\theta} + m \cdot R \cdot [\dot{u}_g \cdot \text{cos}(\alpha - \theta) + (\dot{v}_g - g) \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] = 0 \text{ per } \theta > 0$$

$$(m \cdot R^2 + I_G) \cdot \ddot{\theta} + m \cdot R \cdot [-\ddot{u}_g \cdot \cos(\alpha - \theta) + (\dot{v}_g - g) \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] = 0 \text{ per } \theta < 0$$

Essendo

$$I_O = m \cdot R^2 + I_G$$

Il momento di inerzia rispetto al punto di rotazione O (oppure O') e supponendo di essere abbastanza lontani dall'epicentro del sisma tale per cui l'accelerazione verticale può considerarsi nulla, l'equazione del moto risulta:

$$I_O \cdot \ddot{\theta} + m \cdot R \cdot [\ddot{u}_g \cdot \cos(\alpha - \theta) - g \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] = 0 \text{ per } \theta > 0$$

$$I_O \cdot \ddot{\theta} + m \cdot R \cdot [-\ddot{u}_g \cdot \cos(\alpha - \theta) - g \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] = 0 \text{ per } \theta < 0$$

Che scritta in forma compatta diventa:

$$I_O \cdot \ddot{\theta} + m \cdot R \cdot [\pm \ddot{u}_g \cos(\alpha - \theta) - g \cdot \text{sen}(\alpha - \theta)] = 0$$

Dove il segno superiore è relativo ai valori positivi (orari) del parametro lagrangiano, mentre il segno inferiore a quelli negativi (antiorari).

3.2.3. Dissipazione di energia e coefficiente di restituzione

Nelle equazioni del moto non compaiono termini relativi alla dissipazione di energia. Housner ipotizza infatti che la dissipazione di energia sia concentrata nel momento dell'urto tra il suolo e la base. Proprio l'impatto dovuto all'urto implica delle difficoltà in quanto l'atto di moto successivo all'urto stesso non è di immediata derivazione: in corrispondenza dell'impatto il moto di rotazione attorno ad uno spigolo dovrà passare ad un moto di rotazione intorno allo spigolo opposto. Pertanto l'integrazione numerica dell'equazione del moto richiede una strategia di soluzione ad eventi, la quale riconosca l'istante dell'impatto e riduca la velocità angolare mediante un coefficiente noto in letteratura come coefficiente di restituzione.

L'impatto tra la base del blocco ed il suolo rigido (o la fondazione rigida) avviene alla fine della fase di oscillazione, ovvero quando la rotazione θ si approssima allo zero. L'impatto è considerato istantaneo, pertanto la variazione di velocità può essere considerata anch'essa istantanea. Nell'istante dell'impatto si avrà una perdita di energia che sarà valutata utilizzando la classica teoria del punto di impatto di Shenton e Jones, che considera il blocco rigido in contatto con il suolo rigido (o la fondazione rigida) in un solo punto dell'istante dell'impatto. Con il pedice 1 indicheremo la rotazione nell'istante immediatamente prima dell'urto, mentre con il pedice 2 verrà indicata la rotazione immediatamente dopo l'urto.

La dissipazione di energia associata all'impatto viene considerata in maniera semplificata assumendo l'urto perfettamente anelastico con completa dissipazione della quantità di moto verticale, come proposto da Yim e Chopra. Considerando ad esempio una rotazione intorno al vertice O' e quindi un impatto nel punto O, l'equazione del momento angolare risulta:

$$I_O \cdot \dot{\theta}_1 - 2 \cdot m \cdot R \cdot b \cdot \dot{\theta}_1 \cdot \text{sen}(\alpha) = I_O \cdot \dot{\theta}_2$$

La variazione di energia cinetica tra l'istante immediatamente successivo all'urto e l'istante immediatamente antecedente all'urto stesso, viene definita nel seguente modo:

$$r = \frac{\frac{1}{2} \cdot I_O \cdot \dot{\theta}_2^2}{\frac{1}{2} \cdot I_O \cdot \dot{\theta}_1^2} = \left(\frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} \right)^2$$

Quindi riscrivendo l'equazione del momento angolare si ha:

$$\dot{\theta}_1 - \frac{2 \cdot m \cdot R \cdot b \cdot \dot{\theta}_1 \cdot \text{sen}(\alpha)}{I_O} = \dot{\theta}_2$$

$$\dot{\theta}_1 \cdot \left[1 - \frac{2 \cdot m \cdot R \cdot b \cdot \text{sen}(\alpha)}{I_O} \right] = \dot{\theta}_2$$

$$\sqrt{r} = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = \left[1 - \frac{2 \cdot m \cdot R \cdot b \cdot \text{sen}(\alpha)}{I_o} \right]$$

Essendo $b = R \cdot \text{sen}(\alpha)$, sostituendo nella relazione precedente si ha:

$$\sqrt{r} = \left[1 - \frac{2 \cdot m \cdot b^2}{I_o} \right]$$

Ma $b^2 = R^2 - h^2 = R^2 - R^2 \cdot \text{cos}^2(\alpha)$, pertanto:

$$\sqrt{r} = \left[1 - \frac{2 \cdot m \cdot R^2 - 2 \cdot m \cdot R^2 \cdot \text{cos}^2(\alpha)}{I_o} \right]$$

Dalle formulazioni trigonometriche risulta che $2 \cdot \text{cos}^2(\alpha) = 1 + \text{cos}(2 \cdot \alpha)$, quindi:

$$\begin{aligned} \sqrt{r} &= \left[1 - \frac{2 \cdot m \cdot R^2 - m \cdot R^2 - m \cdot R^2 \cdot \text{cos}(2 \cdot \alpha)}{I_o} \right] \\ &= \left[1 - \frac{m \cdot R^2 - m \cdot R^2 \cdot \text{cos}(2 \cdot \alpha)}{I_o} \right] \end{aligned}$$

Ovvero:

$$\sqrt{r} = \left\{ 1 - \frac{m \cdot R^2}{I_o} \cdot [1 - \text{cos}(2 \cdot \alpha)] \right\}$$

Nell'istante immediatamente prima e dopo l'impatto, essendo l'angolo di rotazione θ pari a zero, l'energia potenziale accumulata dal sistema è praticamente nulla. In questi due istanti l'energia presente nel sistema è quindi tutta sotto forma di energia cinetica. Pertanto l'energia persa a causa dell'impatto è pari ad $(1-r)$.

Seguendo i concetti dell'analisi dinamica classica, il coefficiente di restituzione è definito come:

$$e = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = \sqrt{r} = \left\{ 1 - \frac{m \cdot R^2}{I_o} \cdot [1 - \text{cos}(2 \cdot \alpha)] \right\}$$

Nel caso di blocco parallelepipedo esplicitando il momento d'inerzia si ha:

$$e = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = \sqrt{r} = \left\{ 1 - \frac{3}{4} \cdot [1 - \cos(2 \cdot \alpha)] \right\} = \frac{1}{4} + \frac{3}{4} \cdot \cos(2\alpha) \quad (1.12)$$

Quindi l'energia persa a causa dell'impatto è pari a $(1-e^2)$. Pertanto maggiore è il coefficiente di restituzione e minore risulta l'energia persa a causa dell'urto. Il coefficiente di restituzione può variare teoricamente tra 1 (ovvero non si ha dissipazione di energia) e 0 (massima dissipazione, il moto si arresta immediatamente dopo l'urto).

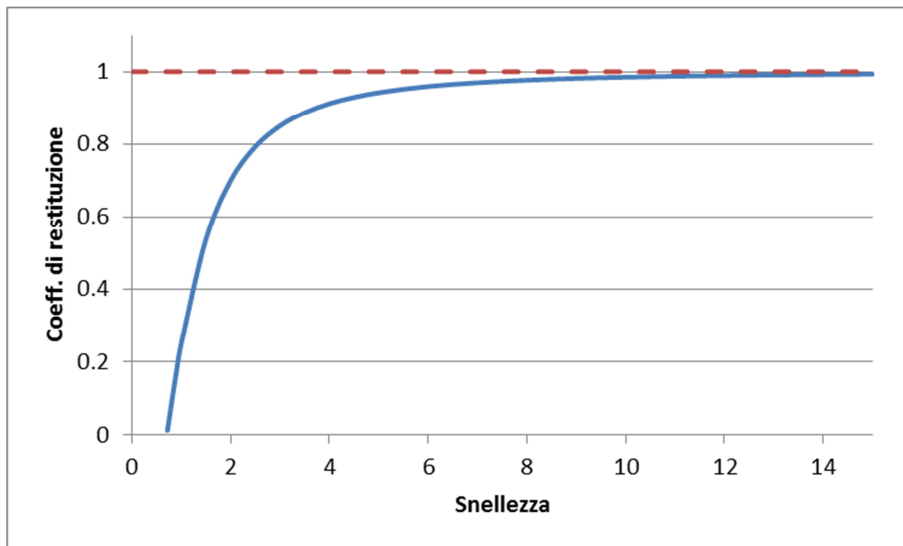


Figura 3.2.3.1: Variazione del coefficiente di restituzione al variare della snellezza.

Si osserva che secondo tale approccio la dissipazione di energia non dipende dalle dimensioni del blocco, ma bensì solo dalla sua forma e risulta inoltre indipendente dal tipo di materiale che costituisce il blocco.

Sperimentalmente si osserva una progressiva riduzione dell'ampiezza delle oscillazioni libere al progredire del numero di urti (Fig. 3.2.3.2).

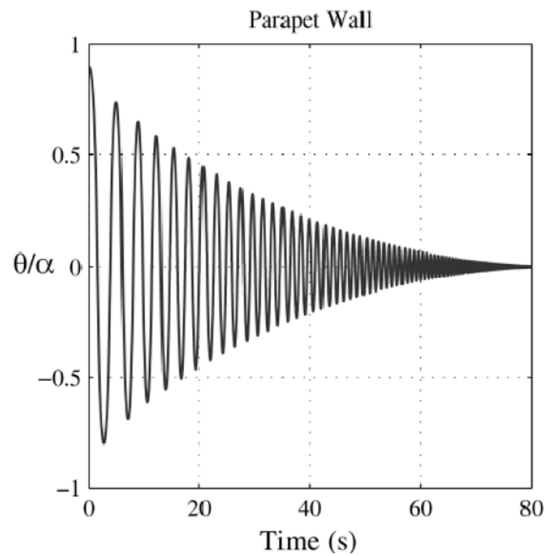


Figura 3.2.3.2: Vibrazioni libere su un blocco singolo (Sorrentino, 2008).

Studi successivi a quello di Housner hanno evidenziato come la formulazione utilizzata per la descrizione del coefficiente di restituzione sia valida nel caso di blocco libero e sufficientemente snello, mentre si allontana molto dai risultati sperimentali per blocchi tozzi. Il modello di Housner (1963) ha trovato numerose applicazioni nell'ingegneria sismica, le quali hanno evidenziato una sensibilità delle caratteristiche del moto del terreno talvolta contrarie all'intuizione. Ad esempio Yim *et al.* nel 1980 hanno osservato che incrementando l'ampiezza dell'eccitazione si osserva una risposta meno severa. Ciò ha condotto alcuni autori a consigliare una valutazione statistica della risposta, al fine di ottenere stime delle vulnerabilità più robuste (Sorrentino *et al.* 2006b).

Soluzioni in forma chiusa dell'equazione (1.10) per forzanti impulsive sono state presentate da Shi *et al.* (1996) e da Makris & Zhang (1999). A partire da tali lavori si è osservato una migliore correlazione della risposta con una misura di intensità legata alla velocità di picco al suolo, anziché dell'accelerazione di picco del terreno (Sorrentino *et al.* 2006b).

3.3. Modelli a contatto elastico.

Nel caso dei modelli a contatto elastico si ipotizza l'esistenza nella sezione oggetto di interazione, con un altro corpo o con la base, di un giunto a deformabilità concentrata, caratterizzato da un vero e proprio legame costitutivo. Anche in questa famiglia esistono ulteriori diversificazioni che riguardano tanto il legame adottato quanto l'interpretazione fisica che se ne dà.

Su questa base sono stati sviluppati codici di calcolo commerciali, detti agli elementi distinti (Cundall 1979), impiegati in letteratura per l'analisi dinamica di strutture a blocchi quali colonne a più rocchi (Papantonopoulos et al. 2002), menhir o dolmen (Peña et al. 2007), archi murari (De Lorenzis et al. 2007), pareti murarie delle quali si vogliono valutare meccanismi di tessitura (De Felice 2011).

Il metodo agli elementi distinti vede nel ricorso alle interfacce elastiche una strategia per accelerare e rendere più stabile la soluzione numerica, piuttosto che la modellazione di un elemento fisico. Infatti essa è stata impiegata anche per strutture a secco, quindi senza malta nei giunti.

Esistono strategie di modellazione, per ora prevalentemente statica, di sistemi a più blocchi che rinunciano a tale artificio a vantaggio di una maggiore aderenza fisica (Baggio & Trovalusci 1995, 1998 e 2000). Tuttavia finora tali codici di calcolo sono utilizzabili solo per sistemi con un numero limitato di blocchi.

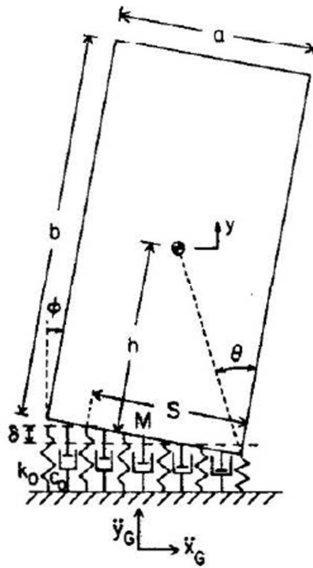


Figura 3.3.1: Blocco rigido su suolo alla Winkler. Da Psycharis & Jenninge (1984).

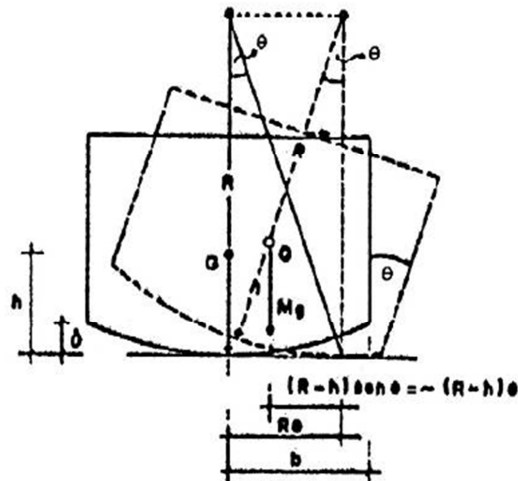


Figura 3.3.2: Curvatura cilindrica del giunto. Da Giuffrè (1986a).

Nel caso del singolo blocco, un legame momento–rotazione qualitativamente simile a quello proprio del contatto elastico, anche se con base fisica profondamente diversa, è quello proposto in Giannini et al. (1985) e in Giuffrè (1986), nonché ripreso in Capecchi et al. (1996). In questi lavori si ipotizza una convessità della faccia di base, che conduce a un modello *roll and rock* (Fig. 3.3.2). Benché nel seguito non si perseguirà

in maniera esplicita la ricerca delle condizioni geometriche che si accompagnano a una legge momento–rotazione diversa da quella a due rami in Housner (1963), i lavori appena richiamati valgono a suggerire come, pur in assenza di interfacce deformabili, sia possibile ottenere leggi momento–rotazione più vicine ai comportamenti sperimentali osservati.

Temi di modellazione del contatto si incontrano anche in problemi di stabilità di mezzi granulari (Ktuyt 2003) e di risposta di materiali murari (Trovalusci et al. 2008).

4. Prove sperimentali in laboratorio.

Gli studi presentati fino ad ora hanno avuto carattere quasi esclusivamente analitico. È tuttavia di grande rilevanza poter valutare la loro capacità di cogliere quanto osservato in laboratorio. Pertanto, nell'ambito delle attività di ricerca sono state condotte una serie di indagini sperimentali in laboratorio al fine di investigare la risposta dinamica dei blocchi rigidi costituenti le antiche costruzioni monumentali individuando alcuni dei parametri meccanici caratterizzanti il moto e validare la robustezza delle formulazioni teoriche presenti in letteratura, precedentemente descritte, dei principali parametri e fattori descrittivi del comportamento dinamico dei blocchi rigidi.

Tali sperimentazioni sono state condotte su provini in cemento cellulare, materiale caratterizzato da una facile lavorabilità e da parametri meccanici e fisici simili al travertino di cui sono costituiti i templi di Paestum ed in particolar modo il Tempio di Nettuno, che rappresenta il caso studio della presente trattazione.

La campagna sperimentale condotta in laboratorio consiste in prove di richiamo e di rilascio su provini parallelepipedi in cemento cellulare di base quadrata di lato di 10 cm ed altezza di 10 cm, 15 cm e 30 cm, caratterizzati rispettivamente da un peso di circa 0,5 kg, 1,0 kg e 1,5 kg.

L'obiettivo della sperimentazione è la validazione delle relazioni analitiche presenti in letteratura ed illustrate nel capitolo precedente e descrittive dei principali parametri dinamici caratterizzanti il comportamento dinamico del blocco, come ad esempio il periodo di vibrazione, il coefficiente di smorzamento ed il coefficiente di restituzione descritti. Inoltre tale campagna sperimentale consente di indagare il comportamento dinamico del blocco rigido. Tale conoscenza risulta estremamente fondamentale e di particolare importanza, pertanto solo a valle di essa è possibile intraprendere qualsiasi azione rivolta alla manutenzione ed alla conservazione del bene monumentale costituito da blocchi rigidi, in quanto una corretta programmazione degli eventuali interventi andrebbe redatta

solo a valle di un'analisi finalizzata alla valutazione della stabilità globale e locale del manufatto indagato.

La sperimentazione è stata condotta considerando configurazioni di prova differenti, ovvero, variando la rigidità e la scabrezza della superficie su cui poggia il blocco al fine di valutare l'influenza di tali parametri sul comportamento dinamico del blocco. Tali parametri sono stati variati considerando differenti tipologie di materiale costituente il piano di appoggio del blocco di seguito elencate in ordine decrescente di rigidità e scabrezza:

- Carta vetrata ad elevata rugosità posta su una lastra di cemento cellulare;
- Cemento cellulare;
- Legno.

Preliminarmente alle prove di rilascio è stata condotta una campagna sperimentale al fine di stimare i coefficienti di attrito statico nelle differenti configurazioni di prova.

4.1. Prove di richiamo, stima dei coefficienti di attrito.

Al fine di stimare i coefficienti di attrito statico nelle diverse configurazioni di prova precedentemente descritte sono state condotte prove di richiamo utilizzando due blocchetti cubici (indicati con B1 e B2) di lato 10 cm in cemento cellulare e caratterizzati da un peso di circa 0,5 kg.

Tale elemento è stato posto su una superficie piana orizzontale ed attraverso la lettura di dinamometri a differente scala (5N e 10N) è stata valutata la forza necessaria per mettere in moto il blocco nelle differenti configurazioni precedentemente descritte.

Per ogni tipologia di materiale di base utilizzato sono stati condotti trenta test e quindi trenta letture della forza necessaria per vincere l'attrito statico e mettere in moto il blocco. Di tali forze è stata determinata la

media ($F_{a,m}$ [N]) e dal rapporto di quest'ultima con il peso del blocco è stato determinato il coefficiente di attrito μ . Inoltre per ogni singola prova, caratterizzata da trenta test, è stato determinato lo scarto quadratico medio (σ) ed il coefficiente di variazione (σ^*) delle forze lette e quindi la distribuzione di Gauss delle stesse.

In fine, il coefficiente di variazione è stato posto a confronto con l'errore posto nella lettura della forza di primo distacco. Tale errore dipende dalla scala del dinamometro utilizzato. In particolare modo, con riferimento al dinamometro utilizzato da 5N l'incremento di forza, indicato con ΔN , tra due tacchette consecutive è pari a 0,1N, mentre nel caso del dinamometro da 10N tale incremento è pari a 0,2N. Quindi, ad esempio, utilizzando un dinamometro da 5N se nella lettura si commette un errore relativo a due tacchette ($\pm 2\Delta N$), si commette un errore di $\pm 0,2N$.

Per ogni configurazione di prova la sperimentazione è stata condotta su due differenti facce dello stesso blocchetto caratterizzate da differente direzione delle striature di taglio del materiale. Di seguito si riportano i risultati ottenuti.



Figura 4.1.1: Configurazione di prova carta vetrata - cemento cellulare.

Contatto Cemento cellulare - Carta vetrata (B1)							
Faccia 1				Faccia 2			
$F_{a,m}$ [N] =	6,292			$F_{a,m}$ [N] =	5,973		
μ =	1,336			μ =	1,269		
σ =	0,393			σ =	0,533		
σ^* =	0,063			σ^* =	0,089		
Errore				Errore			
	± 1 tacca	± 2 tacche	± 3 tacche		± 1 tacca	± 2 tacche	± 3 tacche
$\pm \Delta N$ [N]	0,200	0,400	0,600	$\pm \Delta N$ [N]	0,200	0,400	0,600
$\Delta N/\sigma^*$	0,032	0,064	0,095	$\Delta N/\sigma^*$	0,033	0,067	0,100

Tabella 4.1.1: Sintesi dei risultati ottenuti dalla configurazione di prova carta vetrata - cemento cellulare sul blocco B1.

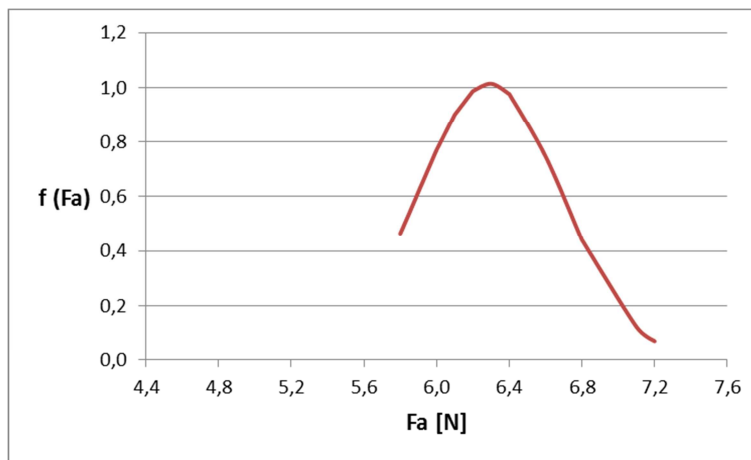


Figura 4.1.2: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione carta vetrata – cemento cellulare sulla faccia 1 del blocco B1.

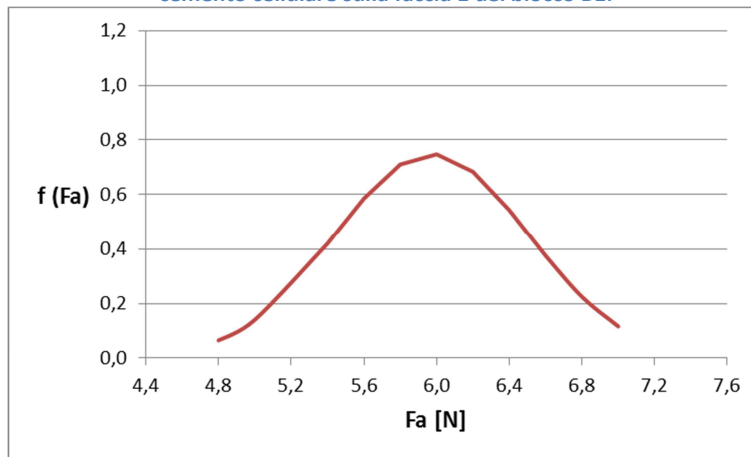


Figura 4.1.3: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione carta vetrata – cemento cellulare sulla faccia 2 del blocco B1.

Contatto Cemento cellulare - Carta vetrata (B2)						
Faccia 1			Faccia 2			
$F_{a,m}$ [N] =	6,580		$F_{a,m}$ [N] =	6,247		
μ =	1,341		μ =	1,274		
σ =	0,635		σ =	0,492		
σ^* =	0,097		σ^* =	0,079		
Errore			Errore			
	± 1 tacca	± 2 tacche	± 3 tacche	± 1 tacca	± 2 tacche	± 3 tacche
$\pm \Delta N$ [N]	0,200	0,400	0,600	$\pm \Delta N$ [N]	0,200	0,400
$\Delta N/\sigma^*$	0,030	0,061	0,091	$\Delta N/\sigma^*$	0,032	0,064

Tabella 4.1.2: Sintesi dei risultati ottenuti dalla configurazione di prova carta vetrata - cemento cellulare sul blocco B2.

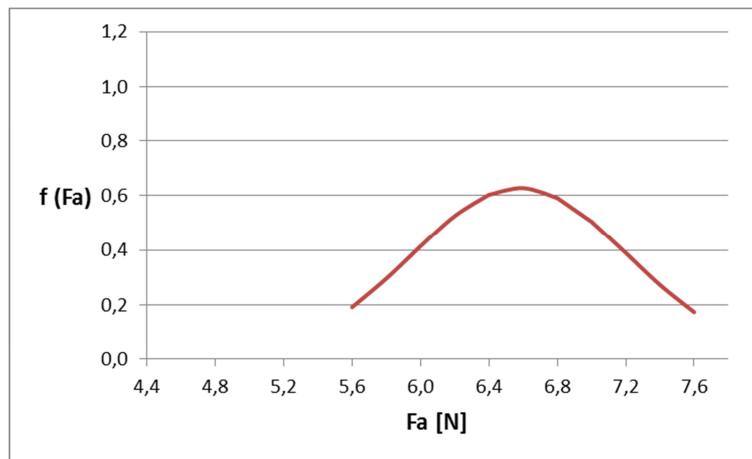


Figura 4.1.4: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione carta vetrata – cemento cellulare sulla faccia 1 del blocco B2.

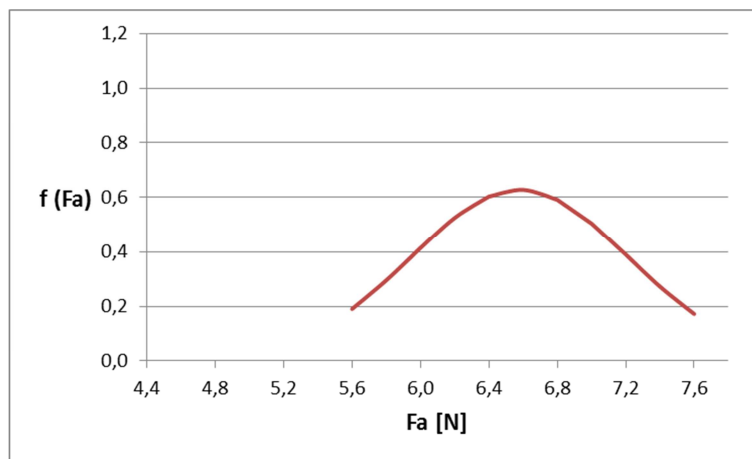


Figura 4.1.5: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione carta vetrata – cemento cellulare sulla faccia 2 del blocco B2.

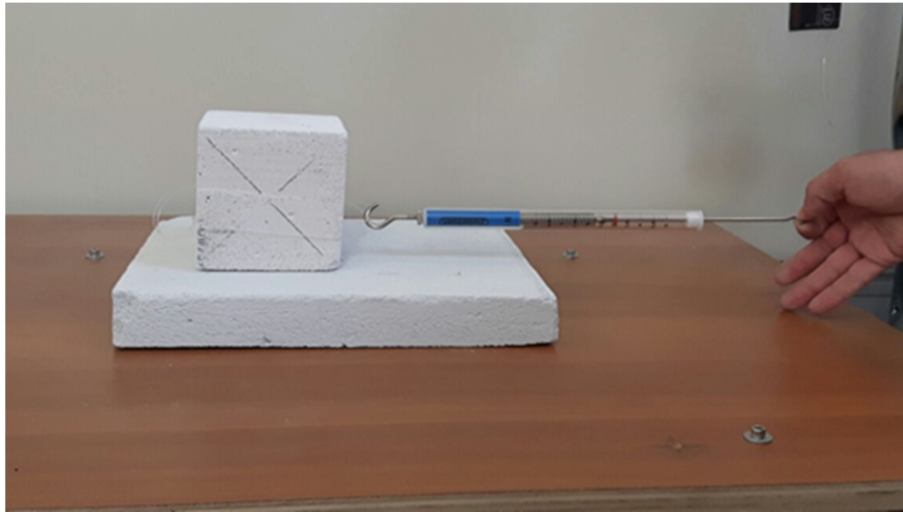


Figura 4.1.6: Configurazione di prova cemento cellulare - cemento cellulare.

Contatto Cemento cellulare - Cemento cellulare (B1)						
Faccia 1				Faccia 2		
$F_{a,m}$ [N] =	4,14			$F_{a,m}$ [N] =	3,69	
μ =	0,878			μ =	0,784	
σ =	0,323			σ =	0,274	
σ^* =	0,078			σ^* =	0,074	
Errore				Errore		
	± 1 tacca	± 2 tacche	± 3 tacche		± 1 tacca	± 2 tacche
$\pm \Delta N$ [N]	0,100	0,200	0,300	$\pm \Delta N$ [N]	0,100	0,200
$\Delta N / \sigma^*$	0,024	0,048	0,073	$\Delta N / \sigma^*$	0,027	0,054
					± 3 tacche	0,300
						0,081

Tabella 4.1.3: Sintesi dei risultati ottenuti dalla configurazione di prova cemento cellulare - cemento cellulare sul blocco B1.

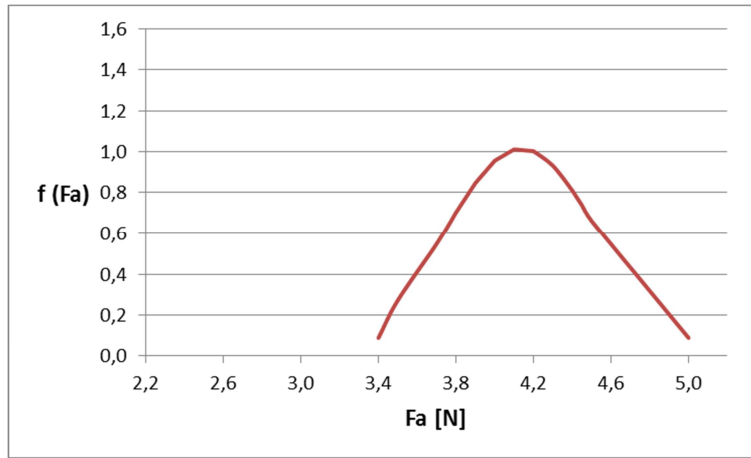


Figura 4.1.7: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione cemento cellulare – cemento cellulare sulla faccia 1 del blocco B1.

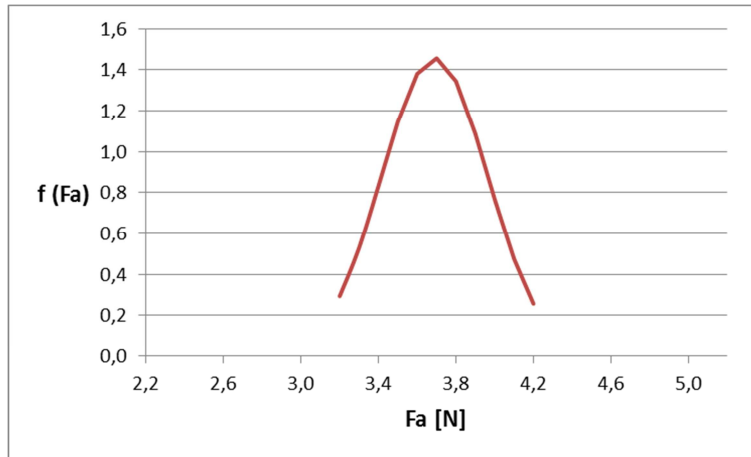


Figura 4.1.8: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione cemento cellulare – cemento cellulare sulla faccia 2 del blocco B1.

Contatto Cemento cellulare - Cemento cellulare (B2)						
Faccia 1			Faccia 2			
$F_{a,m}$ [N] =	3,60		$F_{a,m}$ [N] =	3,44		
μ =	0,733		μ =	0,701		
σ =	0,286		σ =	0,547		
σ^* =	0,079		σ^* =	0,159		
Errore			Errore			
	± 1 tacca	± 2 tacche	± 1 tacca	± 2 tacche	± 3 tacche	
$\pm \Delta N$ [N]	0,100	0,200	$\pm \Delta N$ [N]	0,100	0,200	0,300
$\Delta N / \sigma^*$	0,028	0,056	$\Delta N / \sigma^*$	0,029	0,058	0,087

Tabella 4.1.4: Sintesi dei risultati ottenuti dalla configurazione di prova cemento cellulare - cemento cellulare sul blocco B2.

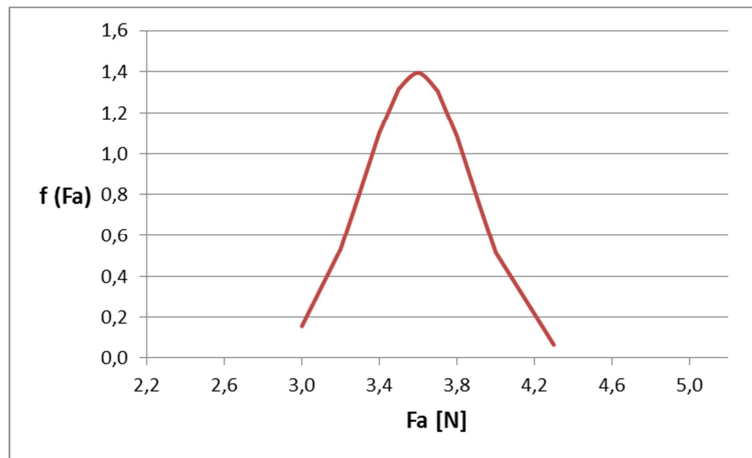


Figura 4.1.9 Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione cemento cellulare – cemento cellulare sulla faccia 1 del blocco B2.

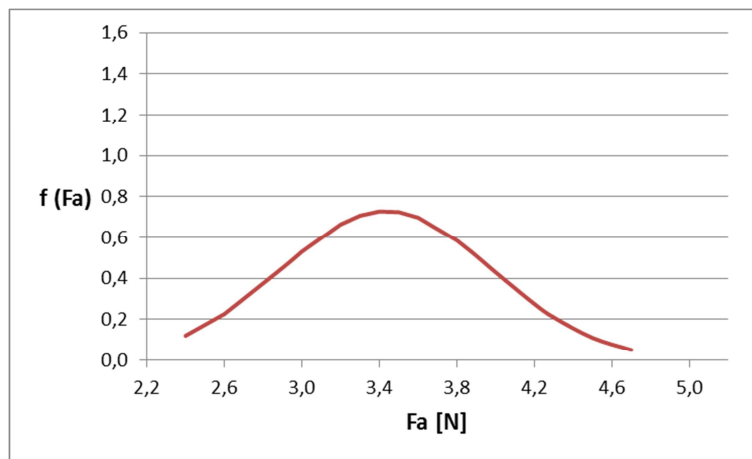


Figura 4.1.10: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione cemento cellulare – cemento cellulare sulla faccia 2 del blocco B2.



Figura 4.1.11: Configurazione di prova legno – cemento cellulare.

Contatto Cemento cellulare - Legno (B1)						
Faccia 1				Faccia 2		
$F_{a,m}$ [N] =	1,760			$F_{a,m}$ [N] =	1,527	
μ =	0,374			μ =	0,324	
σ =	0,132			σ =	0,126	
coeff. Var	0,075			coeff. Var	0,083	
Errore				Errore		
	± 1 tacca	± 2 tacche	± 3 tacche		± 1 tacca	± 2 tacche
$\pm \Delta N$ [N]	0,100	0,200	0,300	$\pm \Delta N$ [N]	0,100	0,200
$\Delta N / \sigma^*$	0,057	0,114	0,170	$\Delta N / \sigma^*$	0,066	0,131
						± 3 tacche
						0,197

Tabella 4.1.5: Sintesi dei risultati ottenuti dalla configurazione di prova legno - cemento cellulare sul blocco B1.

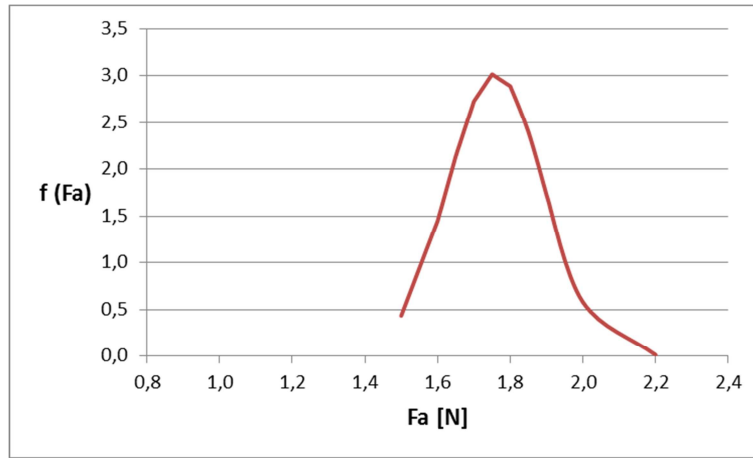


Figura 4.1.12: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione legno – cemento cellulare sulla faccia 1 del blocco B1.

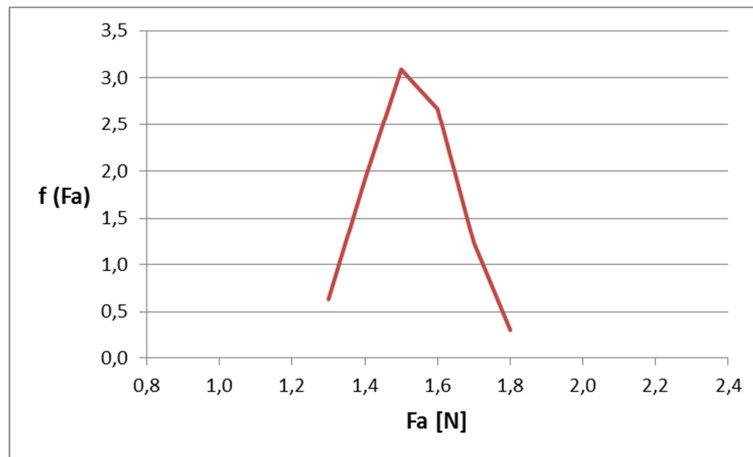


Figura 4.1.13: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione legno – cemento cellulare sulla faccia 2 del blocco B1.

Contatto Cemento cellulare - Legno (B2)						
Faccia 1				Faccia 2		
$F_{a,m}$ [N] =	1,44			$F_{a,m}$ [N] =	1,57	
μ =	0,294			μ =	0,319	
σ =	0,232			σ =	0,156	
σ^* =	0,161			σ^* =	0,099	
Errore				Errore		
	± 1 tacca	± 2 tacche	± 3 tacche		± 1 tacca	± 2 tacche
$\pm \Delta N$ [N]	0,100	0,200	0,300	$\pm \Delta N$ [N]	0,100	0,200
$\Delta N / \sigma^*$	0,069	0,139	0,208	$\Delta N / \sigma^*$	0,064	0,128
					± 3 tacche	0,191

Tabella 4.1.6: Sintesi dei risultati ottenuti dalla configurazione di prova legno - cemento cellulare sul blocco B2.

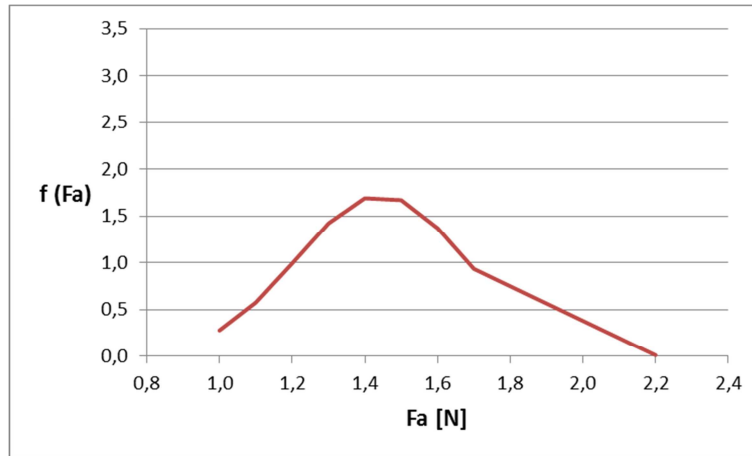


Figura 4.1.14: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione legno – cemento cellulare sulla faccia 1 del blocco B2.

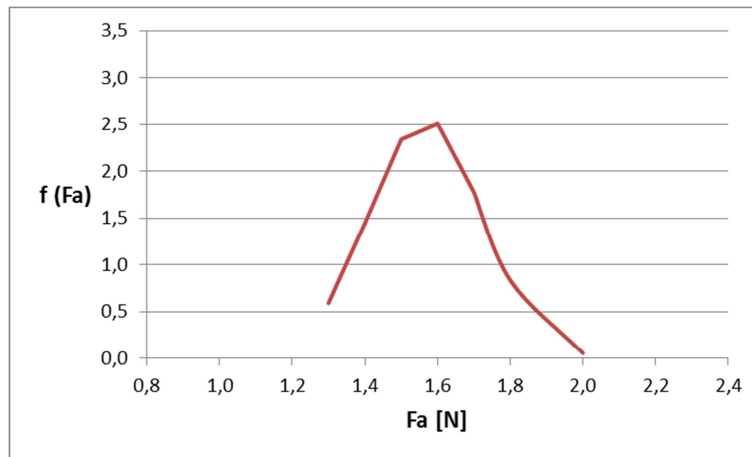


Figura 4.1.15: Distribuzione di Gauss della forza di attrito letta nella configurazione legno – cemento cellulare sulla faccia 2 del blocco B2.

In conclusione, visto quanto emerso dalle prove eseguite e precedentemente illustrate, si può constatare che il coefficiente di attrito nel caso di contatto tra cemento cellulare e carta vetrata può essere assunto pari a 1,30; mentre nel caso in cui sia il blocco che la superficie di appoggio siano caratterizzate dallo stesso materiale, ovvero cemento cellulare, il coefficiente di attrito può essere assunto pari a circa 0,77; in fine nel caso di contatto tra cemento cellulare e legno il coefficiente di attrito può essere assunto pari a circa 0,32.

Inoltre, ipotizzando un errore nella lettura del dinamometro pari a 2 tacchette, esso risulta accettabile in quanto inferiore al coefficiente di variazione stimato per ogni prova.

4.2. Prove di rilascio.

Come accennato nei paragrafi precedenti l'obiettivo principale della campagna sperimentale messa in atto consiste nel validare la robustezza delle formulazioni teoriche presenti in letteratura, e precedentemente descritte, dei principali parametri e fattori descrittivi del comportamento dinamico del blocco rigido come ad esempio il periodo di vibrazione, il coefficiente di smorzamento ed il coefficiente di restituzione descritti.

Tali prove sono state condotte utilizzando provini parallelepipedi di base quadrata di lato di 10 cm ed altezza di 30 cm, caratterizzati da un peso di circa 1,5 kg, realizzati da un blocco di cemento cellulare. Tale blocco è caratterizzato dai seguenti parametri geometrici:

$$R = 15,8 \text{ cm}$$

$$\alpha = 18^\circ$$

La sperimentazione è stata condotta considerando configurazioni di prova differenti, ovvero, variando la rigidità e la scabrezza della superficie su cui poggia il blocco al fine di valutare anche l'influenza di tali parametri sul comportamento dinamico del blocco. Tali parametri sono stati variati considerando differenti tipologie di materiale costituente il piano di appoggio del blocco di seguito elencate in ordine decrescente di rigidità e scabrezza:

- Carta vetrata ad elevata rugosità posta su una tavola in legno;
- Cemento cellulare;
- Legno.

Si precisa che inizialmente le prove sono state condotte solo con riferimento alle prime due configurazioni precedentemente descritte. Solo

successivamente, al fine di confrontare i risultati ottenuti avendo posto il blocco su superfici caratterizzate da una elevata scabrezza si è deciso di effettuare delle prove su una superficie di appoggio della base del blocco caratterizzata da bassa rugosità.

Inoltre la sperimentazione è stata condotta variando anche l'angolo iniziale di rotazione. Le prove di rilascio, costituita ognuna da dieci test, sono state effettuate considerando i seguenti valori dell'angolo di rotazione iniziale:

$$\theta_0 = \frac{1}{3}\alpha = 6^\circ$$

$$\theta_0 = \frac{2}{3}\alpha = 12^\circ$$

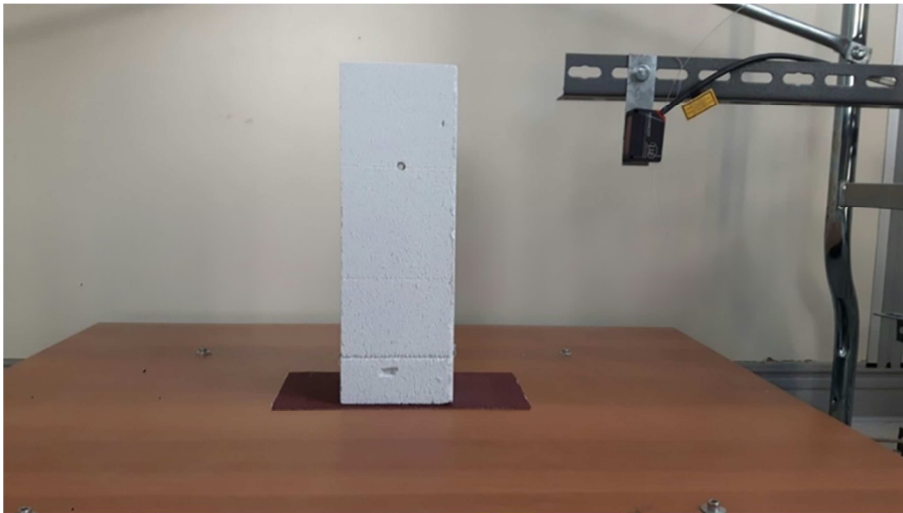


Figura 4.2.1: Configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare.

Gli spostamenti in sommità del blocco sono stati acquisiti mediante l'installazione di un sensore laser marca Micro-Epsilon modello optoNCDT 1420 ILD1420-200 le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Functional Principle, Technical Data

3.3 Technical Data ILD1420

Model	ILD1420-10	ILD1420-25	ILD1420-50	ILD1420-100	ILD1420-200	ILD1420-500
Measuring range	10 mm	25 mm	50 mm	100 mm	200 mm	500 mm
Start of measuring range	20 mm	25 mm	35 mm	50 mm	60 mm	100 mm
Midrange	25 mm	37.5 mm	60 mm	100 mm	160 mm	350 mm
End of measuring range	30 mm	50 mm	85 mm	150 mm	260 mm	600 mm
Linearity ¹	8 ... 10 μm 20 ... 25 μm 40 ... 50 μm 80 ... 100 μm 160 ... 200 μm 500 ... 1000 μm					
	$\leq 0.08 - 0.1 \% \text{ FSO}$					$\leq 0.1 - 0.2 \% \text{ FSO}$
Reproducibility ²	0.5 μm	1 μm	2 μm	4 μm	8 μm	20 ... 40 μm
Measuring rate ³	0.25 kHz / 0.5 kHz / 1 kHz / 2 kHz / 4 kHz					
Light source	semiconductor laser <1 mW, 670 nm (red)					
Permissible ambient light	10,000 lx					
Spot diameter $\pm 10 \%$	SMR	90 x 120 μm	100 x 140 μm	90 x 120 μm	750 x 1100 μm	750 x 1100 μm
	MMR	45 x 40 μm	120 x 130 μm	230 x 240 μm		
	EMR	140 x 160 μm	390 x 500 μm	630 x 820 μm	---	---
	smallest ϕ	45 x 50 μm at 24 mm	55 x 50 μm at 31 mm	70 x 65 μm at 42 mm	---	---
Laser safety class	class 2 IEC 60825-1: 2015-07					
Temperature stability	$\pm 0.03 \% \text{ FSO}/^\circ\text{C}$					
Operation temperature	0 ... +50 $^\circ\text{C}$ (non-condensing)					
Storage temperature	-20 ... +70 $^\circ\text{C}$ (non-condensing)					
Output	analog	4 ... 20mA (1 ... 5V with cable PCF1420-3/U); 12 bit free scalable within the nominal range ⁴				
	digital	RS422 / 16 bit resp. 18 bit				
Vibration	20 g / 20 ... 500 Hz (acc. to IEC 60068-2-6)					
Shock	15 g / 6 ms / 3 axes (acc. to IEC 60068-2-29)					
Weight		approx. 145 g (with cable 3m)				
		approx. 60 g (with Pigtail)				
Control I/O	input	laser on/off; functional input: trigger / zero-setting / mastering / teaching				
	output	digital output				
Sensor cable	3 m, integrated, open ends 0.3 m Pigtail with 12pin M12 connector					
LED	2 x 3 color LEDs for power and status					
Key	select key for zero / teaching / factory setting					
Power supply	11-30 V DC, 24 V P < 2 W					
Controller	integrated signal processor					

The specified data apply for a diffusely reflecting matt white ceramic target.

FSO = Full scale output

SMR = Start of measuring range; MR = Midrange; EMR = End of measuring range

1) Values are valid from 0 to 50 % FSO resp. 51 to 100 % FSO.

2) Measuring rate 2 kHz, median 9

3) Factory setting 2 kHz; to change the factory setting requires an IF2001/USB converter (optionally available)

4) D/A conversion is executed with 12 bit

Figura 4.2.2: Scheda tecnica sensore laser marca Micro-Epsilon modello optoNCDT 1420 ILD1420-200.

Tale sensore è stato messo in opera su una struttura in acciaio appositamente realizzata ed ancorata al suolo. Attraverso semplici relazioni trigonometriche è stato possibile determinare per ogni istante di tempo, noto lo spostamento orizzontale in sommità del blocco, l'angolo di rotazione alla base rispetto alla verticale.

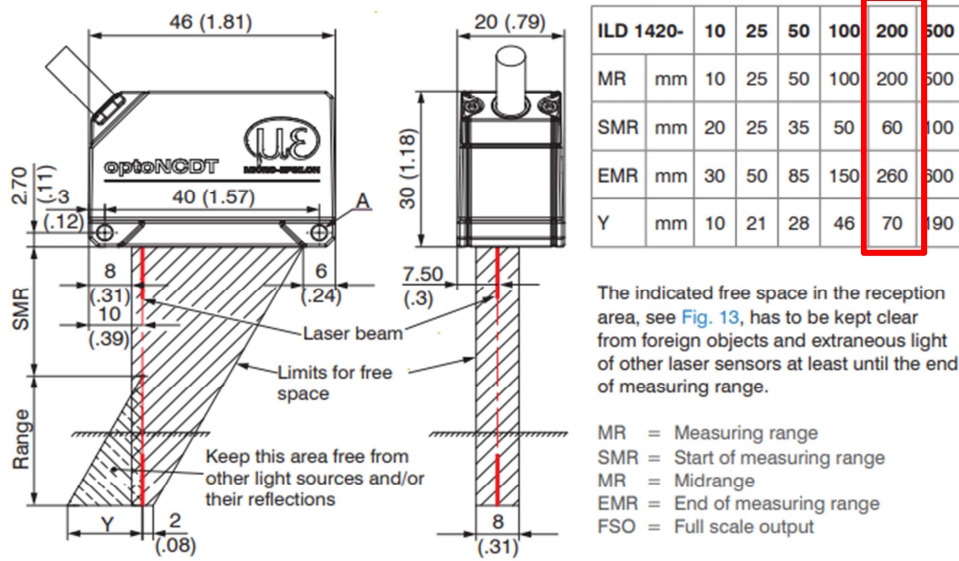


Fig. 13 Dimensional drawing and free space for optics

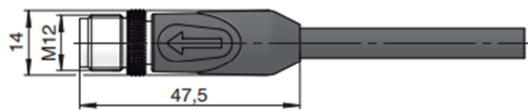


Fig. 14 Dimensional drawing M12 cable connector

A: 2x M3 for direct fastening or
 2x M2 for bolt connection

Figura 4.2.3: Caratteristiche sensore laser marca Micro-Epsilon modello optoNCDT 1420 ILD1420-200.

Le prove con una configurazione iniziale dell'angolo di rotazione pari a 6° sono state condotte solo con riferimento alle superfici caratterizzate da maggiore scabrezza (carta vetrata e cemento cellulare) al fine di verificare l'influenza del valore della rotazione iniziale nel comportamento globale del blocco e dei parametri descrittivi del proprio comportamento dinamico.

Di seguito viene riportata la time-history per ogni configurazione di prova utilizzata. Si precisa sin d'ora che, al fine di poter al meglio confrontare i grafici rappresentativi delle diverse configurazioni di prova, questi ultimi saranno plottati con riferimento alla massima scala temporale rilevata durante l'esecuzione delle prove eseguite. Qualora si ritenesse opportuno sarà effettuato uno zoom dell'intervallo temporale della singola prova.

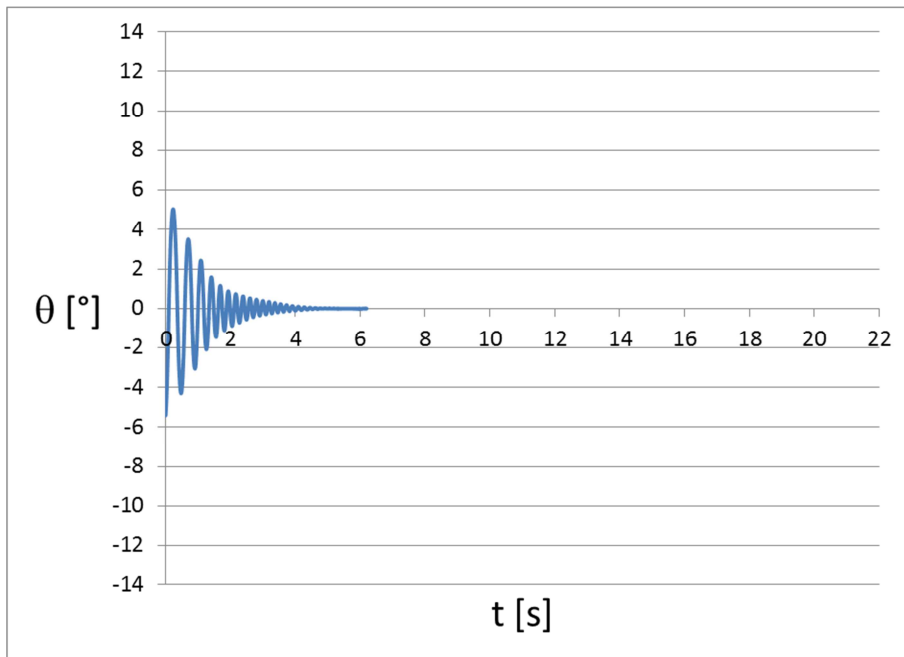


Figura 4.2.4: Time-history configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°.

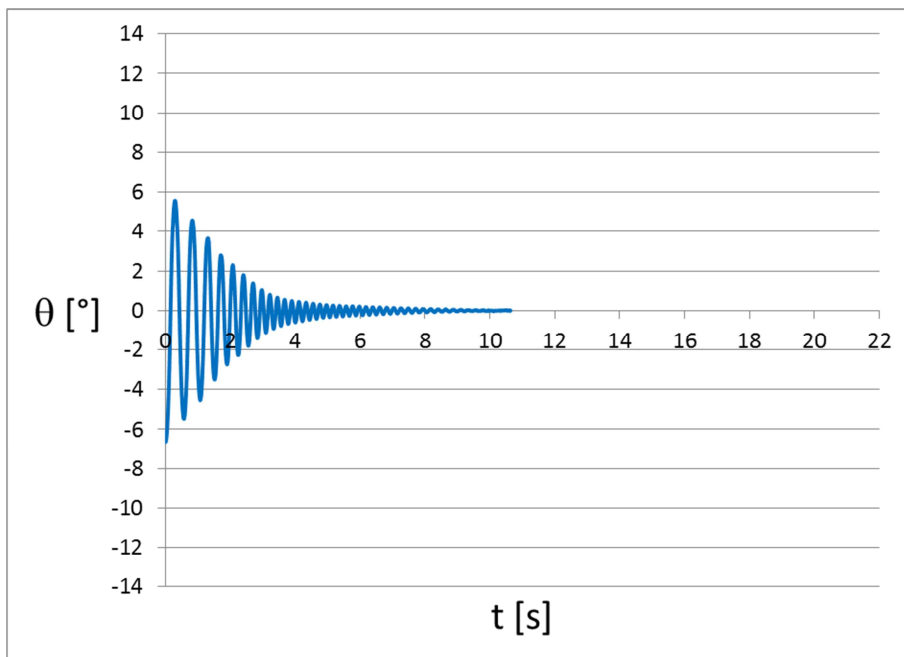


Figura 4.2.5: Time-history configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°.

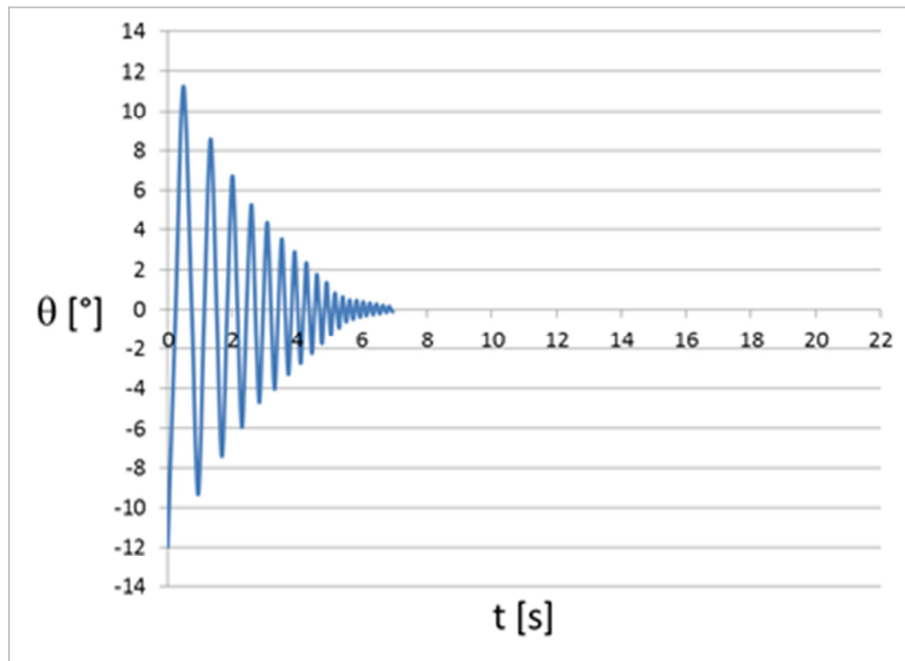


Figura 4.2.6: Time-history configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°.

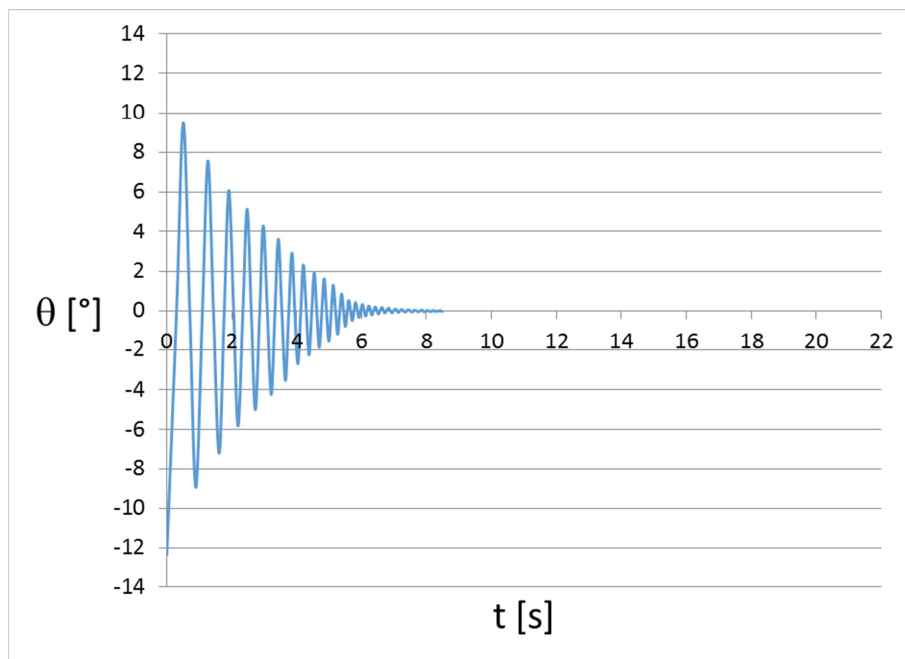


Figura 4.2.7: Time-history configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°.

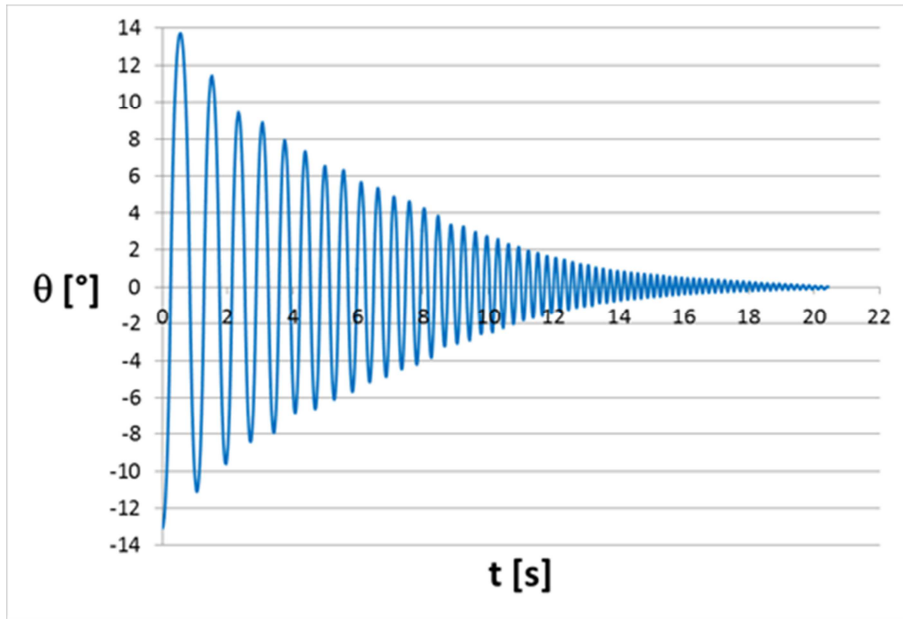


Figura 4.2.8: Time-history configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12° .

Come si evince dalle figure precedenti, si può notare immediatamente che la risposta si abbatte molto più velocemente all'aumentare della scabrezza della superficie di contatto. In particolar modo si nota che per rotazioni iniziale pari a 6° nel caso di superficie di base realizzata in cemento cellulare la risposta del sistema si estingue all'incirca intorno agli 8 secondi, invece nel caso di superficie di base ad elevata rugosità (carta vetrata) la risposta del sistema si estingue all'incirca intorno ai 4 secondi, ovvero in un tempo molto inferiore rispetto al caso precedente, circa la metà. Invece con riferimento a rotazioni iniziali pari a circa 12° la risposta del sistema si estingue all'incirca intorno ai 7-8 secondi indipendentemente dal tipo di materiale caratterizzante la superficie su cui è posto il blocco, ovvero cemento cellulare o carta vetrata ad elevata scabrezza materiali caratterizzati rispettivamente dai seguenti coefficienti di attrito 0,77 ed 1,30. Valori stimati dalle prove di richiamo illustrate nel paragrafo precedente.

Qualora invece la superficie di appoggio del blocco sia caratterizzata da una bassa rugosità (prova eseguita su legno) la risposta del sistema si estingue

in tempi molto più lunghi e circa pari a tre volte rispetto al caso precedente (circa 21 secondi). In tal caso il coefficiente di attrito tra la superficie in legno ed il blocco in cemento cellulare assume valori pari a circa 0,32.

In conclusione si può osservare che i tempi di abbattimento della risposta dipendono dalla rugosità del materiale di cui è costituita la base di appoggio del blocco ed anche dall'angolo di rotazione iniziale. In particolare modo superfici di base caratterizzate da elevata scabrezza abbattano molto più velocemente la risposta del sistema, ovvero permettono di dissipare maggiore energia per ogni singolo urto.

4.2.1. Stima del periodo di oscillazione, risultati ed osservazioni.

Dato che il diagramma rotazione-tempo è assimilabile ad un insieme di sinusoidi smorzate, si è provveduto a determinare il periodo di oscillazione di ogni singolo ciclo individuato da due punti di minimo consecutivi. Tale periodo è stato diagrammato sia con riferimento al tempo e sia con riferimento alla rotazione ϑ^* pari alla media, in valore assoluto, dei due punti di minimo che individuano il singolo ciclo, ovvero:

$$\vartheta^* = \frac{|\vartheta_i^- + \vartheta_i^+|}{2}$$

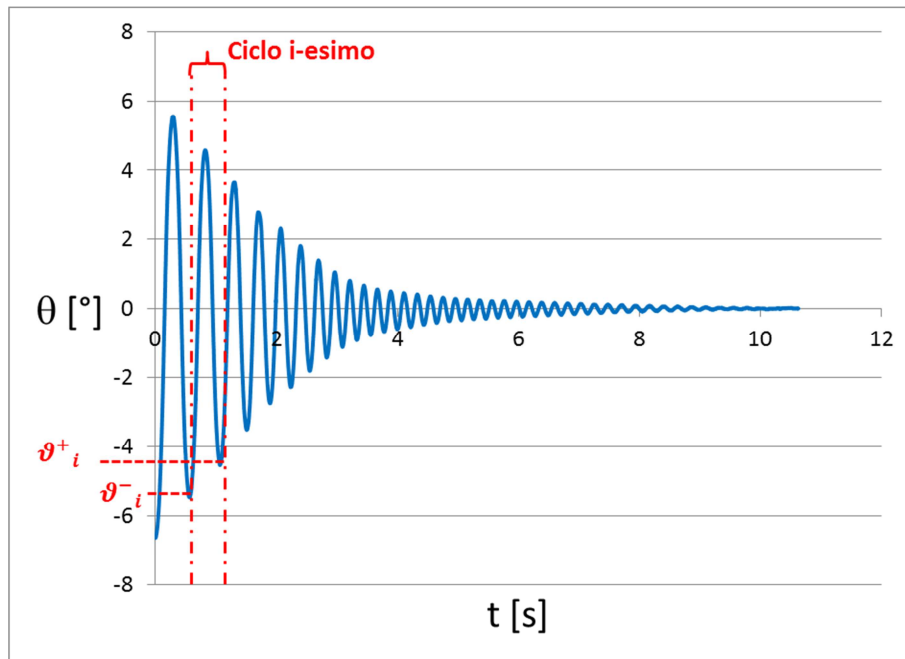


Figura 4.2.1.1: Individuazione del singolo ciclo e dei parametri per calcolare la rotazione media del ciclo stesso.

Di seguito vengono riportati i diagrammi illustranti, per ogni configurazione di prove eseguita, l'andamento del periodo di oscillazione di con riferimento al tempo e sia con riferimento alla rotazione media del singolo ciclo esaminato.

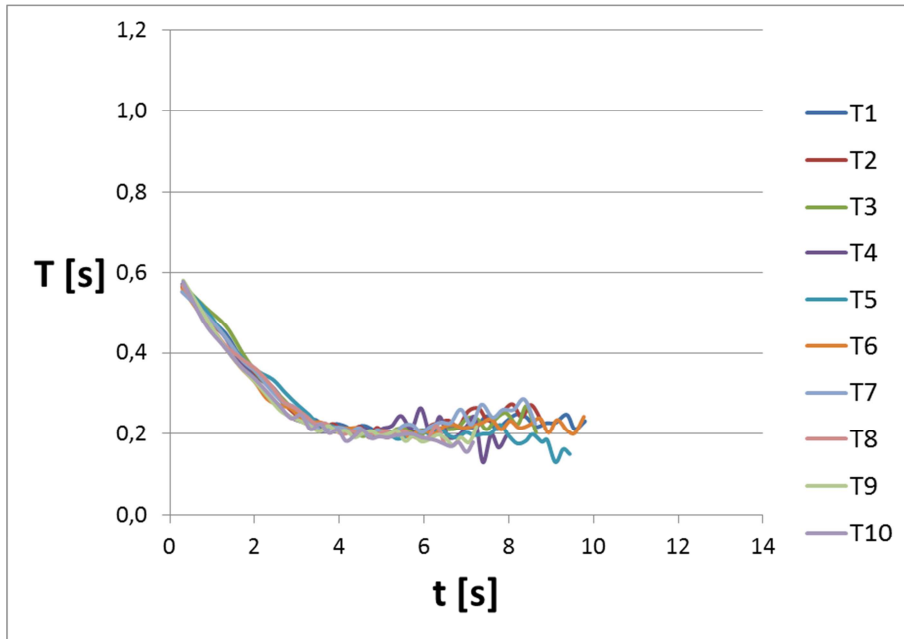


Figura 4.2.1.2: Diagramma tempo – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

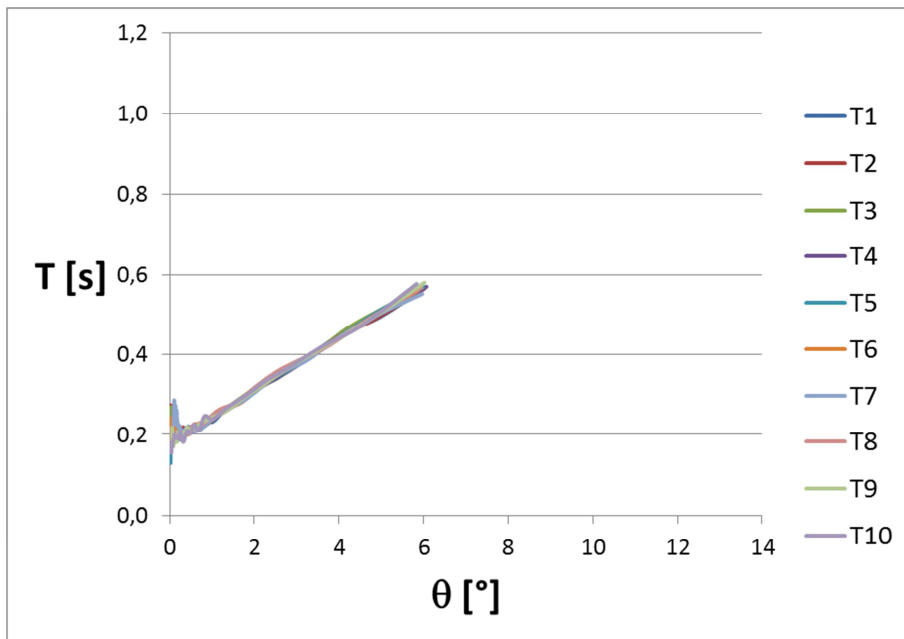


Figura 4.2.1.3: : Diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

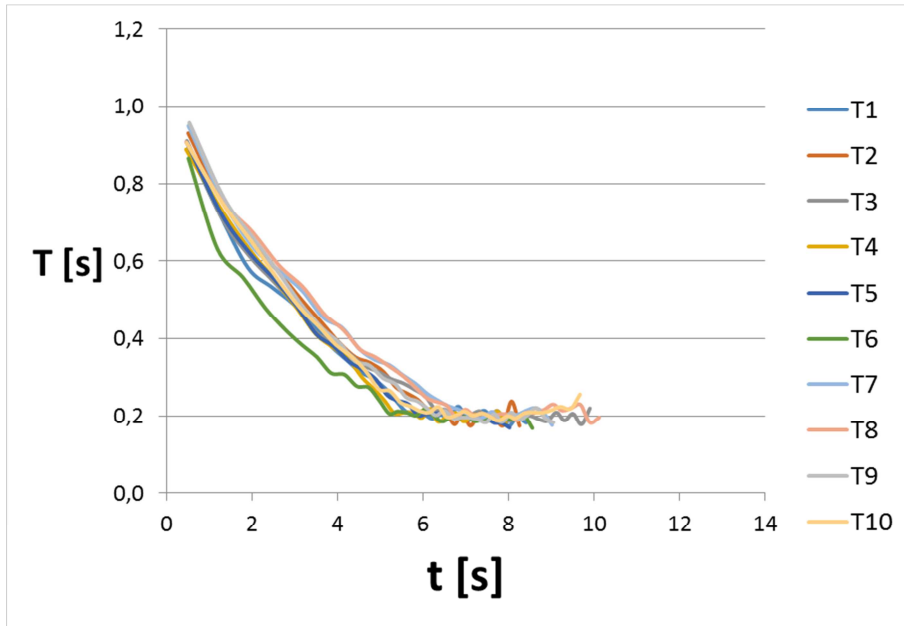


Figura 4.2.1.4: Diagramma tempo – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

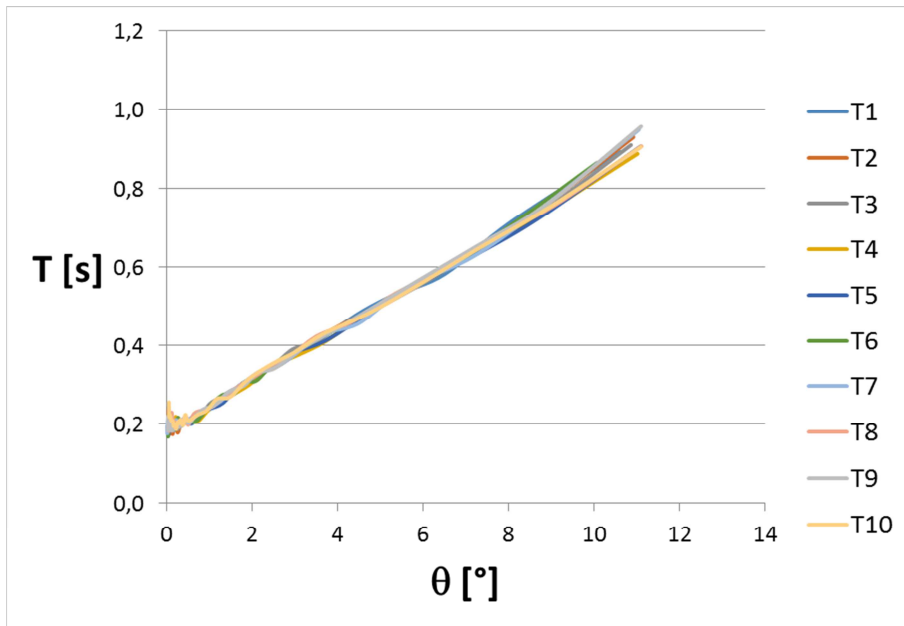


Figura 4.2.1.5: Diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

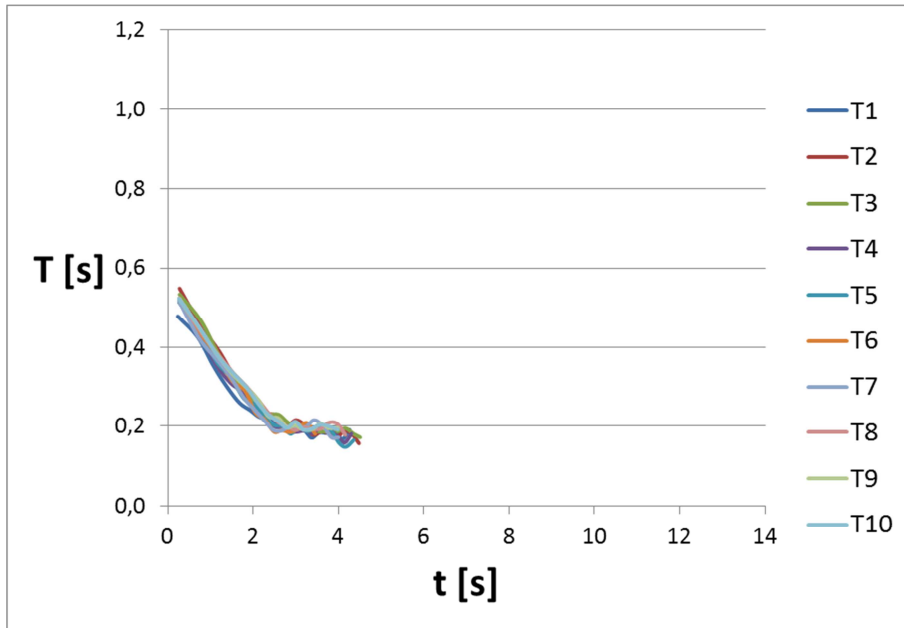


Figura 4.2.1.6: Diagramma tempo – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

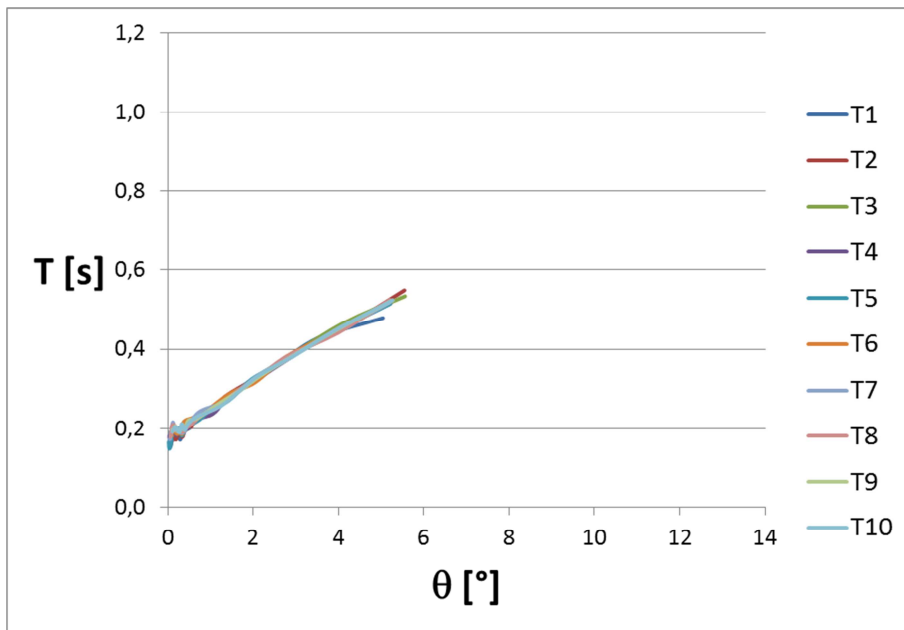


Figura 4.2.1.7: Diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

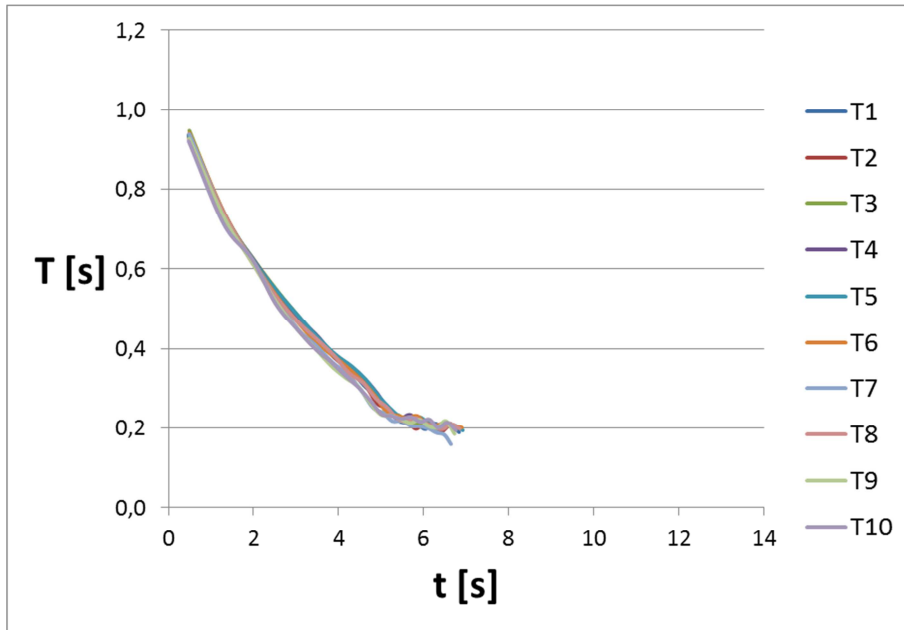


Figura 4.2.1.8: Diagramma tempo – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

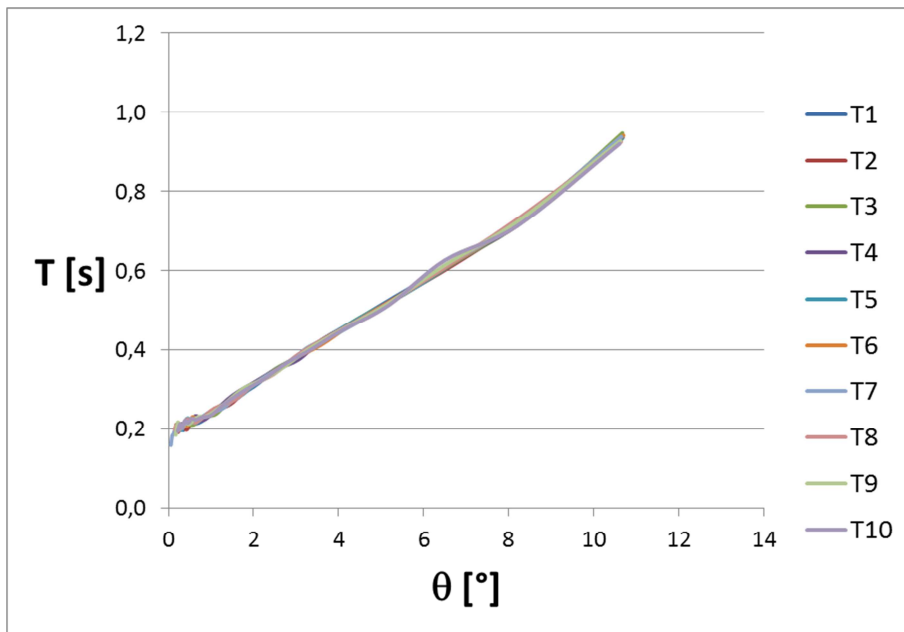


Figura 4.2.1.9: Diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

Al fine di confrontare i risultati delle singole prove (10 test per ogni configurazione di prova), per ogni singola prova è stata determinata la trend line dei dieci test condotti. Inoltre, visto che l'angolo di rotazione rappresenta uno dei principali parametri descrittivi del comportamento dinamico del blocco, il confronto tra le diverse prove eseguite verrà effettuato riportando sull'asse delle ascisse tale parametro in quanto il parametro temporale non risulta essere un parametro descrittivo del blocco poiché a parità del valore dell'angolo di rotazione esso può essere assunto, nelle diverse prove e nei diversi test, in istanti diversi.

Di seguito vengono riportati i diagrammi periodo – rotazione unitamente alle trend line delle singole prove le cui equazioni sono riportate nei diagrammi insieme al coefficiente di determinazione R^2 che rappresenta l'errore della regressione lineare.

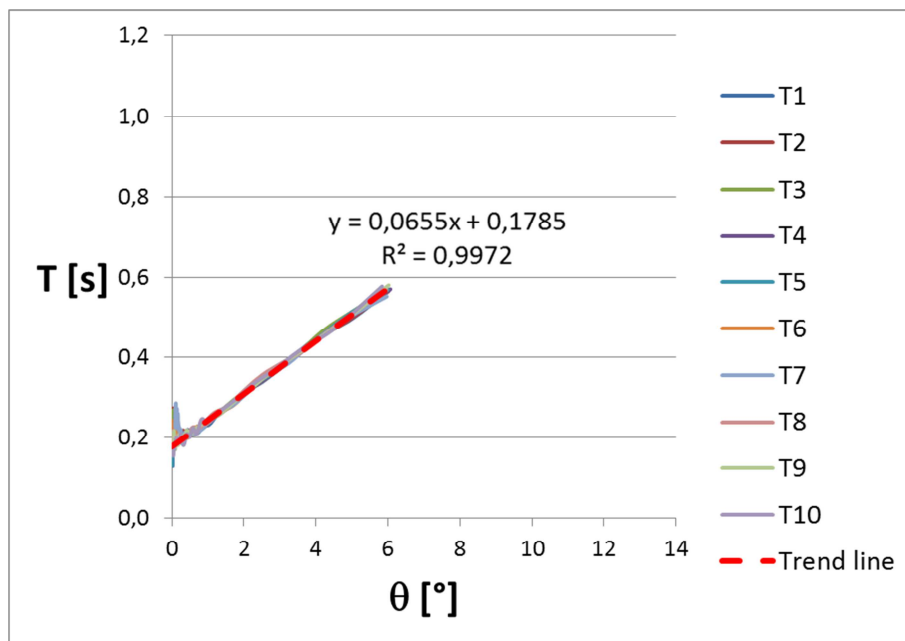


Figura 4.2.1.10: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

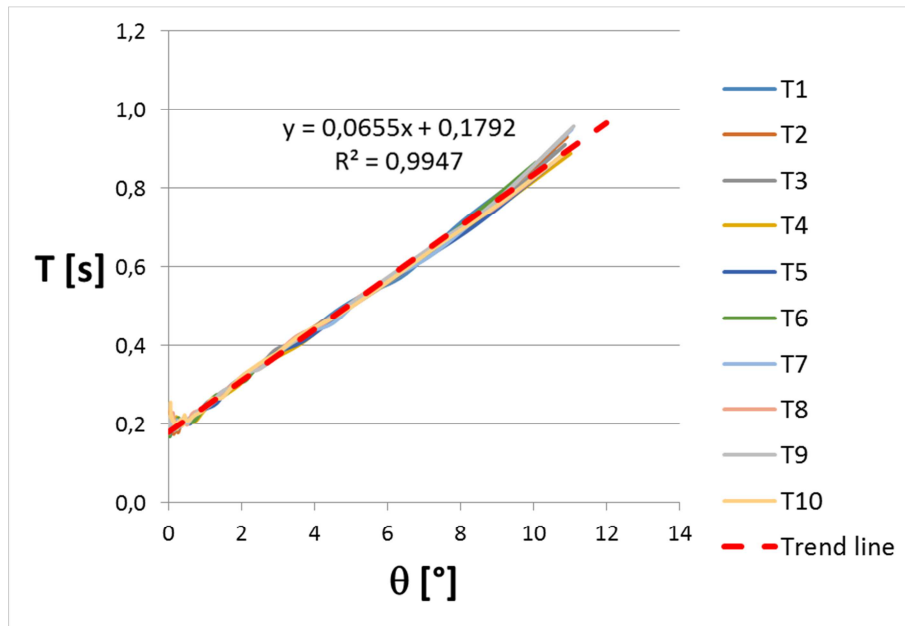


Figura 4.2.1.11: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

Come si evince dalle figure precedenti, i test eseguiti, sia con una configurazione dell'angolo di rotazione iniziale pari a 6° e sia a 12°, presentano un andamento pressoché lineare per valori dell'angolo di rotazione superiore all'unità. Per valori di quest'ultimo inferiori ad uno il comportamento del sistema risulta fortemente non lineare ed evidenzia chiaramente il ruolo delle imperfezioni locali nella caratterizzazione del comportamento dinamico globale del sistema.

Di seguito viene riportato il diagramma periodo – rotazione sul quale vengono plottate le trend line delle prove eseguite considerando la superficie di appoggio del blocco in cemento cellulare e una configurazione dell'angolo di rotazione iniziale pari a 6° e 12°.

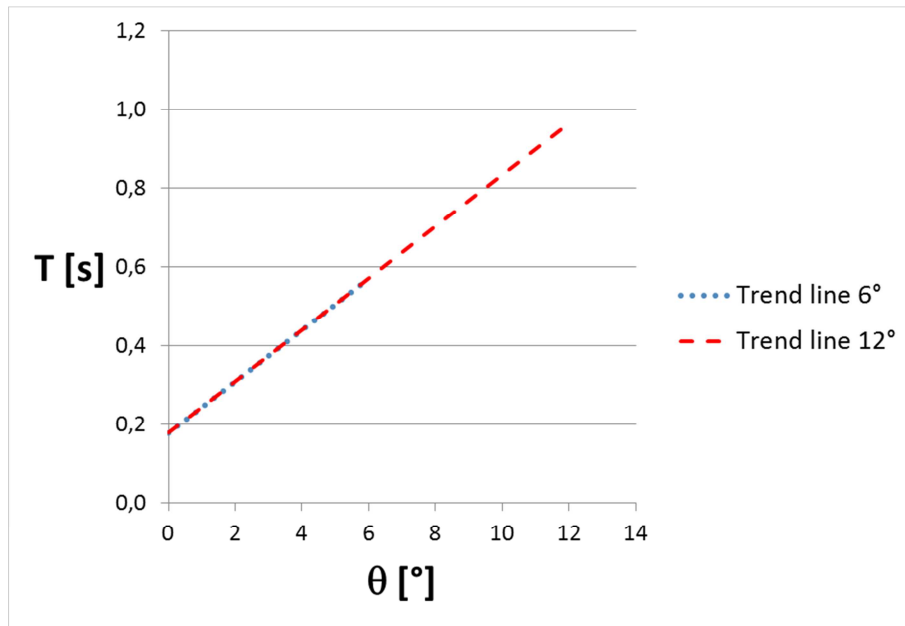


Figura 4.2.1.12: Confronto delle linee di tendenza nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6° e 12°. θ medio.

Dal confronto emerge che la linearizzazione dei periodi di oscillazione ricavati dalle prove condotte con un angolo di rotazione iniziale pari a 6° vengono bene rappresentati anche dalla linearizzazione dei periodi di oscillazione delle prove condotte con un angolo di rotazione iniziale pari a 12°. Ciò evidenzia che, per le prove condotte, l'angolo di rotazione iniziale non influisce sull'andamento del periodo di oscillazione.

Di seguito vengono riportati i diagrammi periodo – rotazione sul quale vengono plottate le trend line delle prove eseguite considerando la superficie di appoggio del blocco caratterizzata da un'elevata rugosità, ovvero carta vetrata, e una configurazione dell'angolo di rotazione iniziale pari a 6° e 12°.

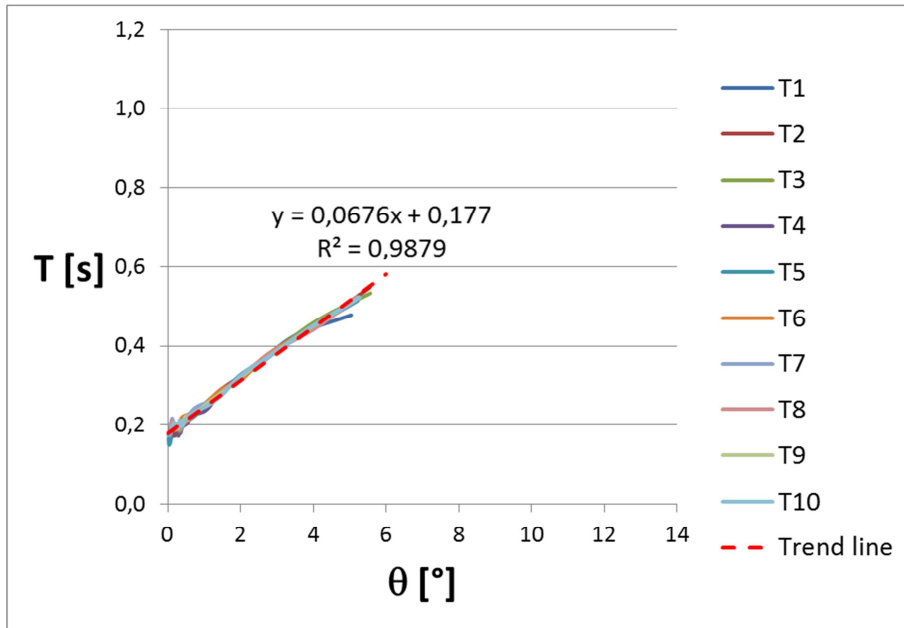


Figura 4.2.1.13: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio.

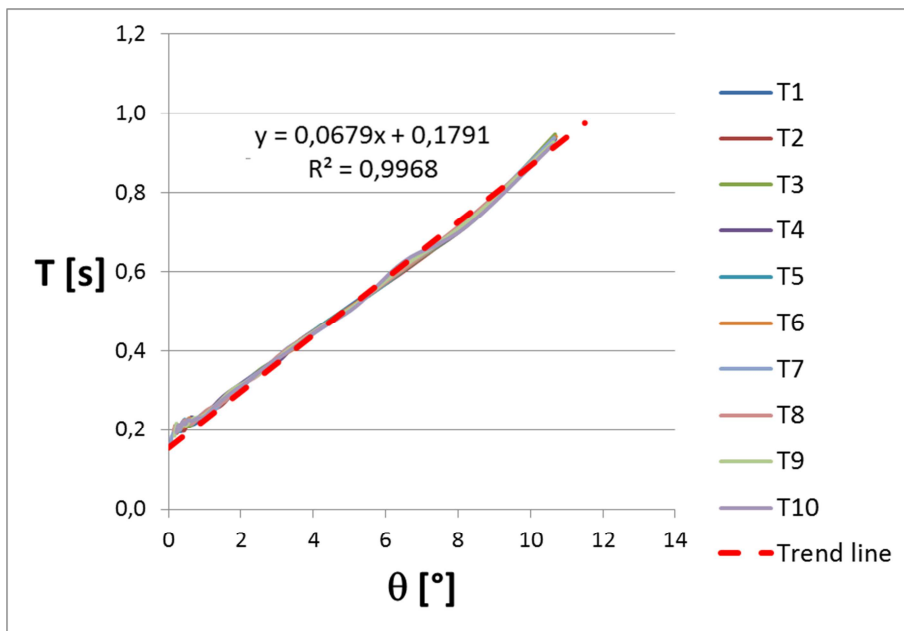


Figura 4.2.1.14: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

Come per le prove eseguite considerando una superficie di appoggio del blocco in cemento cellulare, anche in tal caso, i test eseguiti sia con una configurazione dell'angolo di rotazione iniziale pari a 6° e sia a 12° , presentano un andamento pressoché lineare per valori dell'angolo di rotazione superiore a poco meno dell'unità. Per valori di quest'ultimo inferiori ad uno il comportamento del sistema risulta non lineare, ma in maniera meno accentuata rispetto al caso precedente. Ciò, ancora una volta, evidenzia il ruolo delle imperfezioni locali nella caratterizzazione del comportamento dinamico globale del sistema.

Di seguito viene riportato il diagramma periodo – rotazione sul quale vengono plottate le trend line delle prove eseguite considerando la superficie di appoggio del blocco in carta vetrata e una configurazione dell'angolo di rotazione iniziale pari a 6° e 12° .

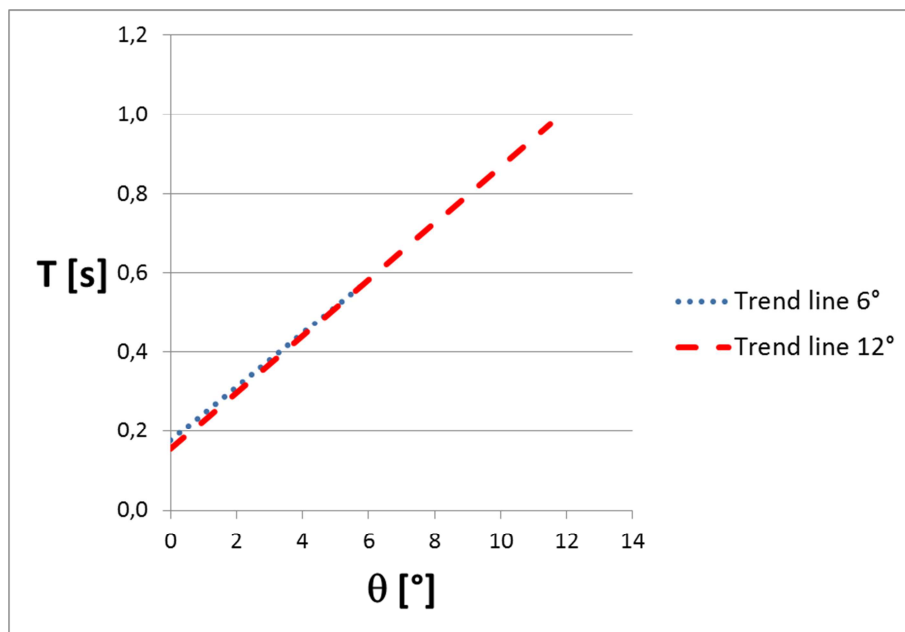


Figura 4.2.1.15: Confronto delle linee di tendenza nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6° e 12° . θ medio.

Come nel caso precedente, anche nel caso di contatto cemento cellulare – carta vetrata la linearizzazione dei periodi di oscillazione ricavati delle

prove condotte con un angolo di rotazione iniziale pari a 6° vengono bene rappresentate anche dalla linearizzazione dei periodi di oscillazione delle prove condotte con un angolo di rotazione iniziale pari a 12° . Ciò evidenzia ancora una volta che, per le prove condotte, il valore dell'angolo di rotazione iniziale non influisce sull'andamento del periodo di oscillazione.

Determinate le trend line delle singole prove, esse sono state poste a confronto con il periodo (di seguito denominato teorico) stimato utilizzando le formulazioni presenti in letteratura ed illustrate nei paragrafi precedenti, ovvero:

$$T = \frac{4}{p} \cosh^{-1} \left(\frac{1}{1 - \theta_0/\alpha} \right)$$

Dove $p = \sqrt{\frac{mgR}{I_0}} = \sqrt{\frac{3mgR}{4mR^2}} = \sqrt{\frac{3g}{4R}}$, mentre θ_0 rappresenta l'angolo di rotazione iniziale. del ciclo di riferimento.

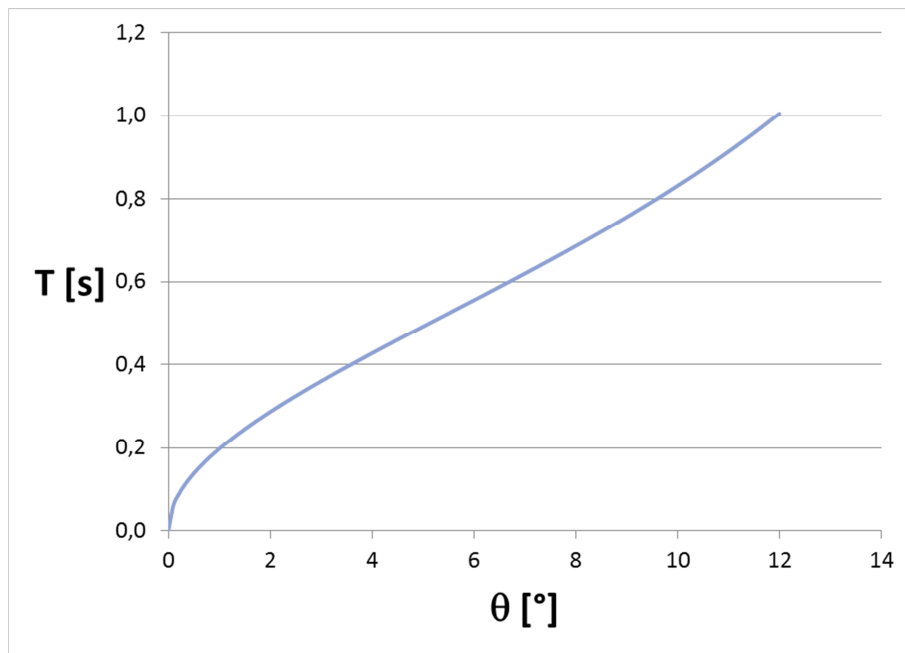


Figura 4.2.1.16: Andamento del periodo teorico al variare dell'angolo di rotazione.

Al fine di poter porre a confronto le trend line dei periodi di oscillazione delle singole prove effettuate con il periodo di oscillazione teorico, di seguito viene riportata la linearizzazione di quest'ultimo.

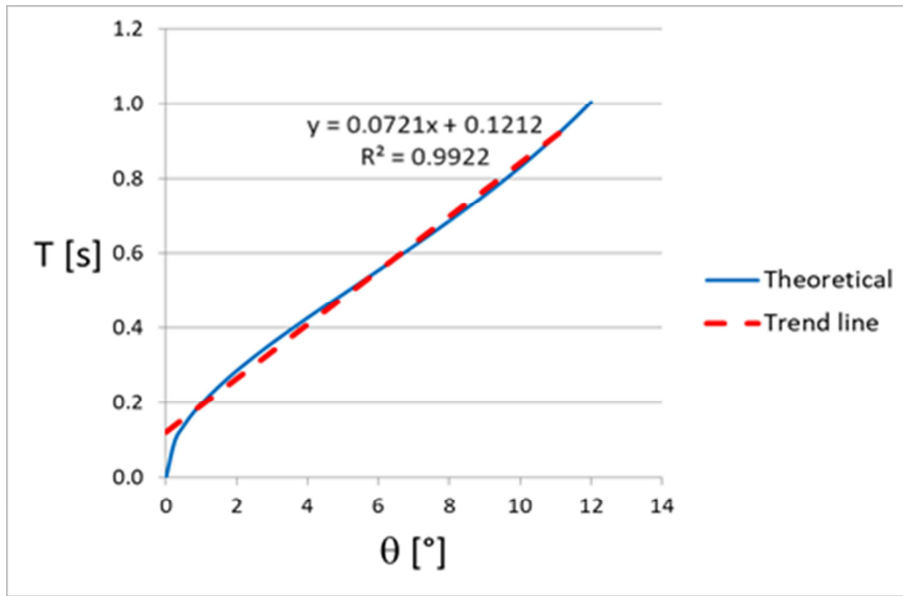


Figura 4.2.1.17: Determinazione della trend line del periodo teorico.

Nel seguito vengono riportati i diagrammi riassuntivi dell'andamento delle trend line delle singole prove in termini di periodo di oscillazione sperimentale sui quali viene plottata anche la trend line del periodo di oscillazione teorico precedentemente descritto.

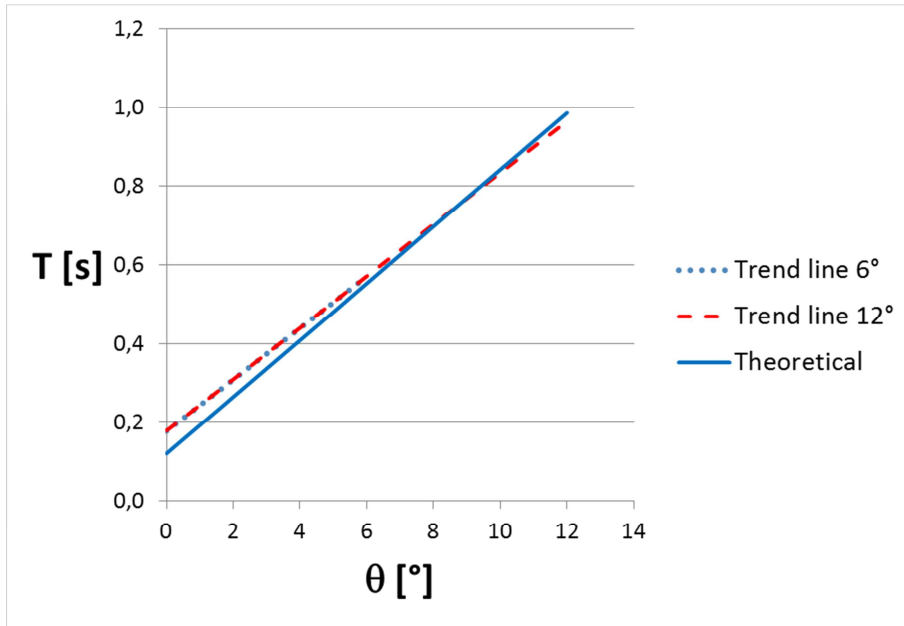


Figura 4.2.1.18: Confronto nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione delle linee di tendenza per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6° e 12° con la trend line del periodo teorico. θ medio.

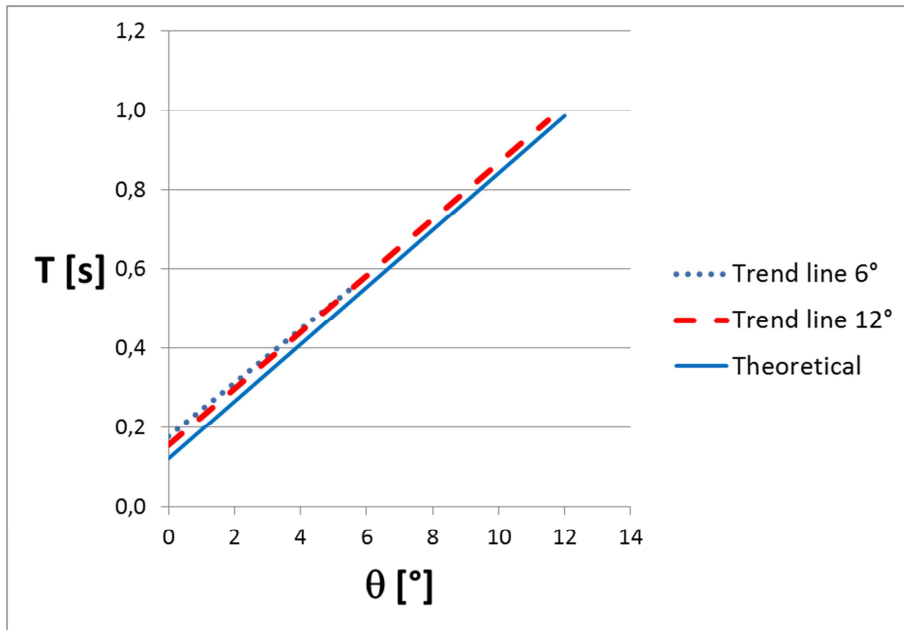


Figura 4.2.1.19: Confronto nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione delle linee di tendenza per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6° e 12° con la trend line del periodo teorico. θ medio.

Come si evince dalle figure precedenti le trend line riassuntive dei periodi di oscillazione delle sperimentazioni eseguiti, soprattutto nel caso di contatto cemento cellulare – cemento cellulare, presentano intercetta ed inclinazione leggermente differenti rispetto alla trend line rappresentativa del periodo teorico determinato attraverso le formulazioni presenti in letteratura.

Tale errore potrebbe essere dovuto al fatto che i periodi sperimentali sono stati diagrammati in funzione della rotazione ϑ^* pari alla media, in valore assoluto, dei due punti di minimo che individuano il singolo ciclo, mentre le formulazioni teoriche (eq. 1.9) fanno riferimento alla rotazione iniziale.

Pertanto, a valle di quanto precedentemente esposto, le informazioni estrapolate dalle diverse sperimentazioni eseguite sono state diagrammate in funzione dell'angolo di rotazione iniziale di ogni singolo ciclo. Inoltre, visto che l'andamento del periodo di oscillazione non dipende dall'angolo di rotazione iniziale, nel seguito si farà riferimento solo alle prove condotte con un angolo di rotazione iniziale pari a 12° .

Inoltre visto che la rugosità della superficie su cui poggia il blocco influenza il comportamento dinamico del blocco stesso, si è deciso di introdurre un'ulteriore configurazione di prova poggiando direttamente il blocco su una superficie caratterizzata da una bassa rugosità, ovvero su un elemento di legno che fornisce un coefficiente di attrito, stimato nelle prove precedenti per contatto cemento cellulare – legno, pari a circa 0,32.

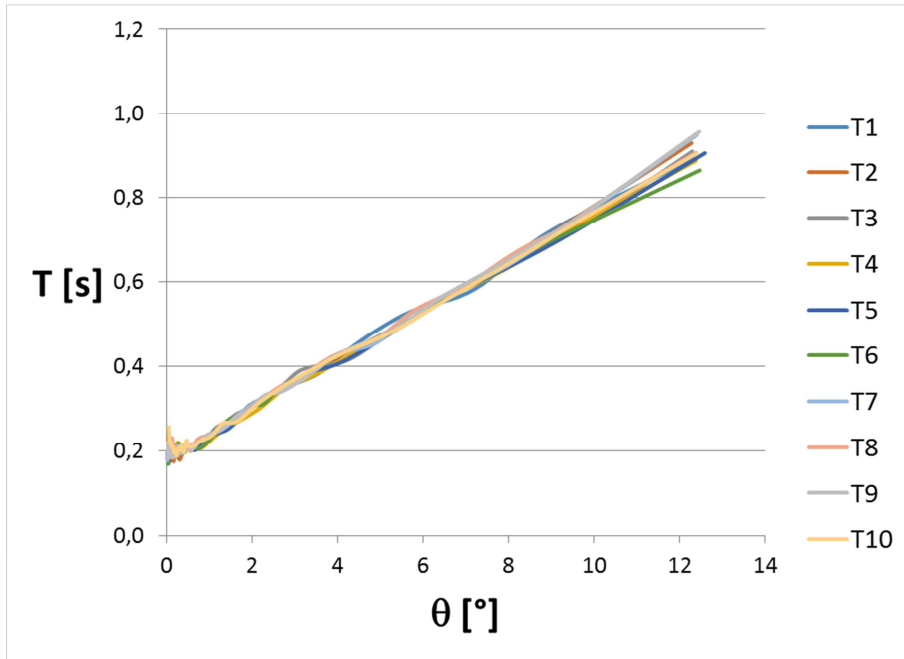


Figura 4.2.1.20: Diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

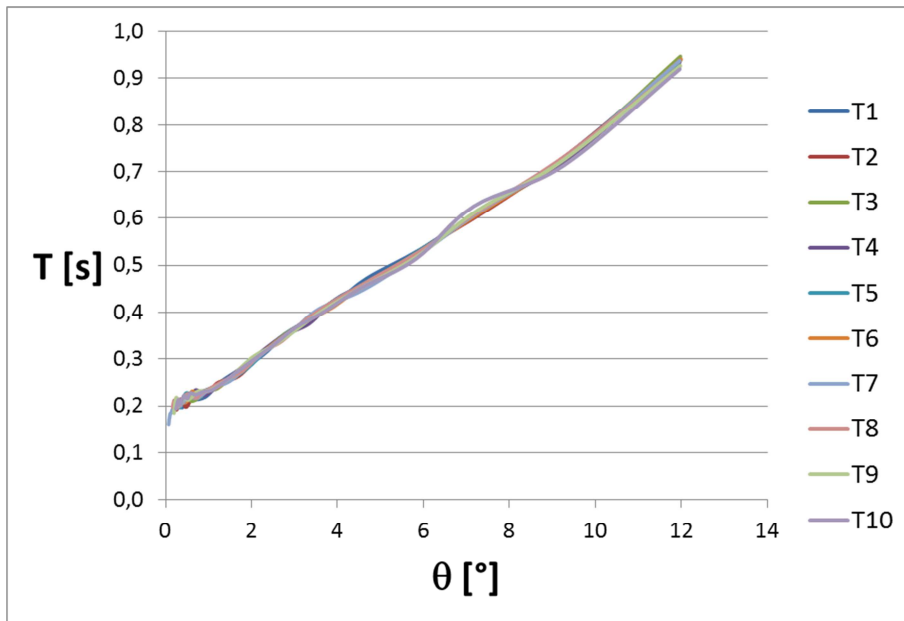


Figura 4.2.1.21: Diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

Con riferimento alla configurazione di prova legno – cemento cellulare, viene di seguito plottato anche il diagramma periodo di oscillazione – tempo.

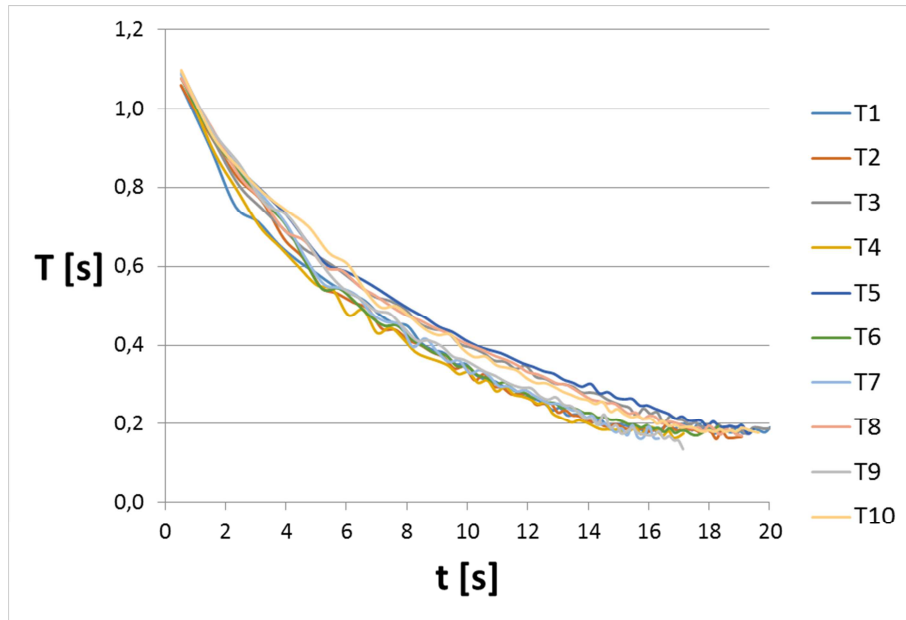


Figura 4.2.1.22: Diagramma tempo – periodo di oscillazione per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ iniziale.

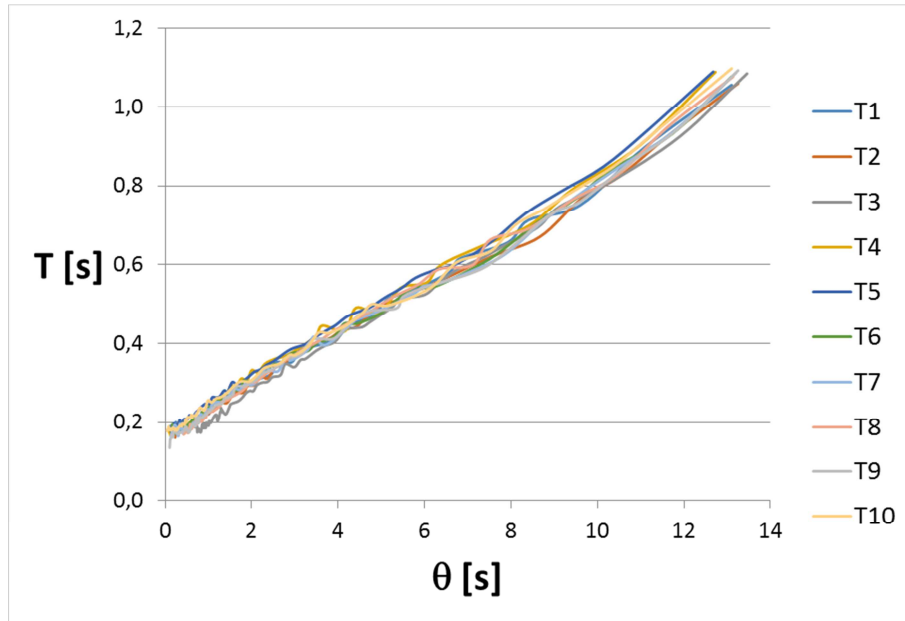


Figura 4.2.1.23: Diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ iniziale.

Come fatto in precedenza, al fine di confrontare i risultati delle singole prove (10 test per ogni configurazione di prova), per ogni singola prova è stata determinata la trend line dei dieci test eseguiti la cui equazione è riportata nei diagrammi periodo – rotazione unitamente al coefficiente di determinazione R^2 che rappresenta l'errore della regressione lineare.

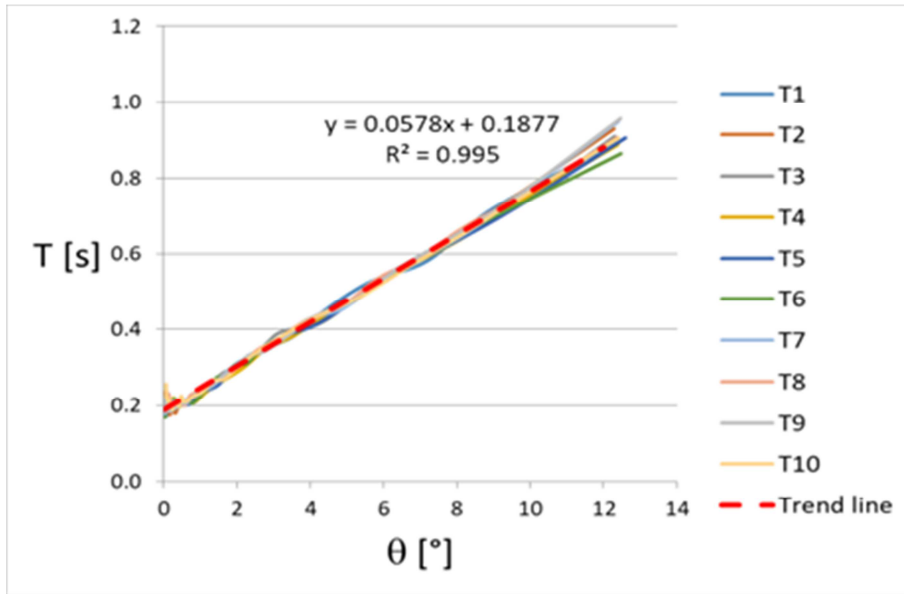


Figura 4.2.1.24: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

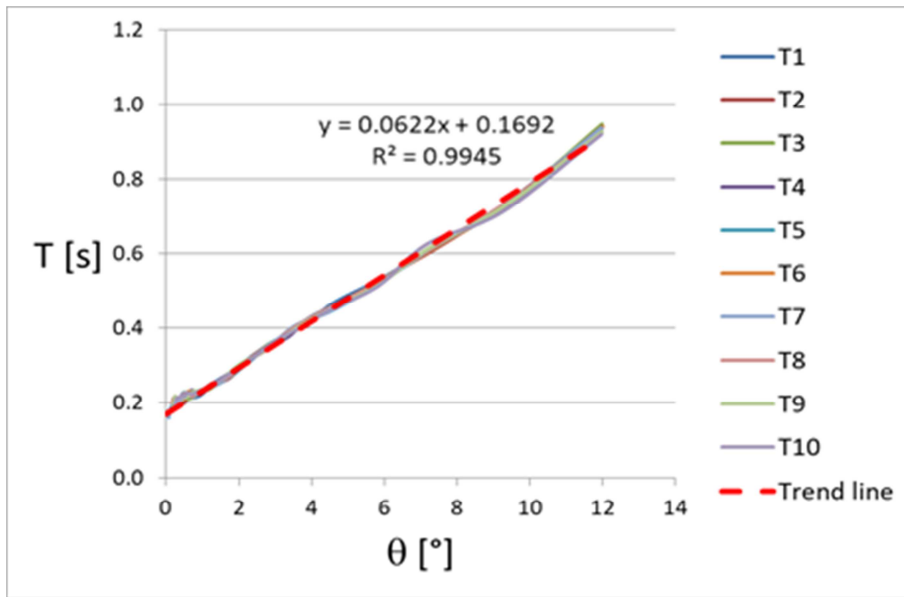


Figura 4.2.1.25: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

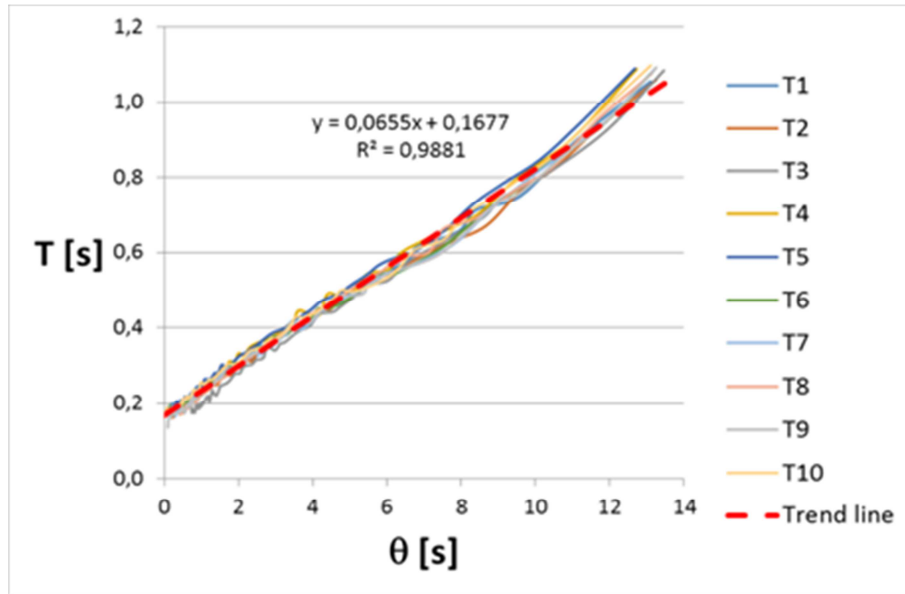


Figura 4.2.1.26: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ iniziale.

Come si evince dalle figure precedenti, l'andamento dei periodi di oscillazione risulta pressoché lineare per valori dell'angolo di rotazione superiore a poco meno dell'unità. Per valori di quest'ultimo inferiori ad uno il comportamento del sistema risulta non lineare. Ciò, ancora una volta, evidenzia il ruolo delle imperfezioni locali nella caratterizzazione del comportamento dinamico globale del sistema.

Inoltre durante le prove effettuate nella configurazione legno – cemento cellulare si è potuto constatare che, a causa del basso valore del coefficiente di attrito tra tali materiali, si manifestavano, soprattutto per bassi valori dell'angolo di rotazione, dondoli anche nella direzione trasversale. Ciò evidenzia ancora una volta l'influenza dell'attrito all'interfaccia sul comportamento dinamico del blocco.

Di seguito viene riportato un diagramma periodo di oscillazione – rotazione sul quale vengono plottate le trend line delle tre diverse configurazioni di prova con un angolo di rotazione iniziale pari a 12° . Come si può osservare esse presentano quasi la stessa intercetta ma inclinazione leggermente

differente che conduce, per elevati valori dell'angolo di rotazioni, a differenze anche dell'ordine del 10%.

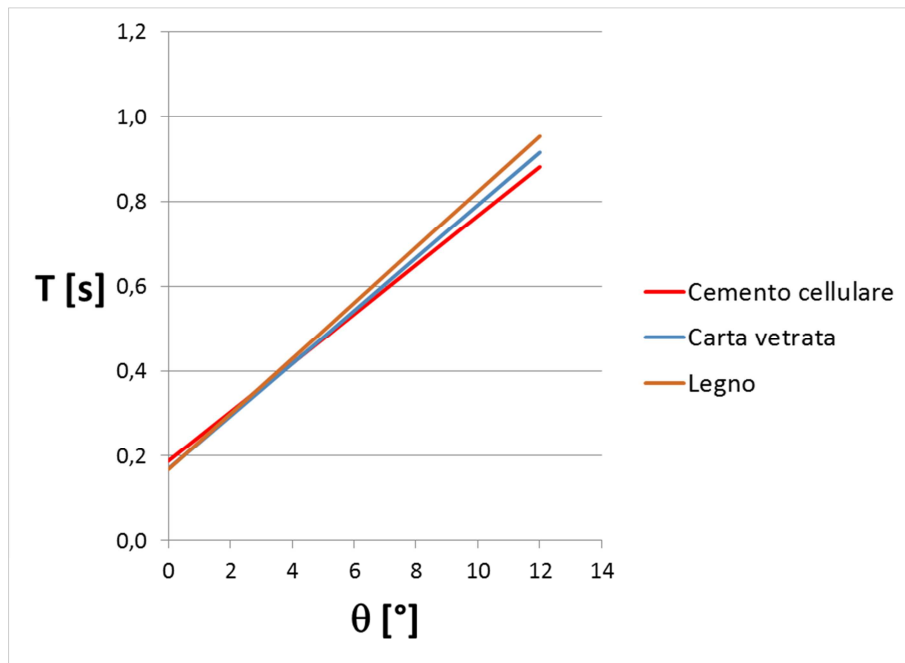


Figura 4.2.1.27: Confronto delle linee di tendenza nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione per le tre configurazioni di prova, nelle condizioni iniziali di 12° . θ iniziale.

Successivamente è stato plottata su tale diagramma anche la trend line del periodo di oscillazione teorico. Essa presenta intercetta leggermente inferiore ai casi sperimentali ed inclinazione maggiore rispetto ad essi.

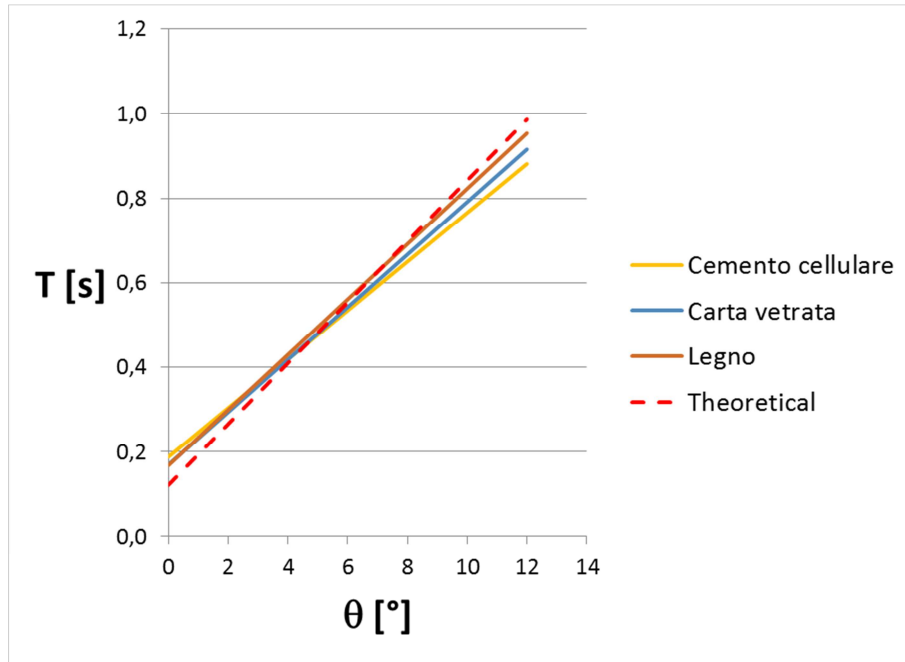


Figura 4.2.1.28: Confronto nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione delle linee di tendenza per le tre configurazioni di prova, nelle condizioni iniziali di 12°, con la linea di tendenza del periodo teorico. θ iniziale.

Vengono riportati di seguito anche i diagrammi illustranti il confronto tra le singole trend line rappresentative dei periodi determinati dalla sperimentazione ed il periodo teorico. Inoltre in tali grafici viene diagrammato anche l'errore tra i due periodi per ogni valore della rotazione. Tale errore è stimato nel seguente modo:

$$Err [\%] = \frac{T_{sperimentale} - T_{teorico}}{T_{teorico}}$$

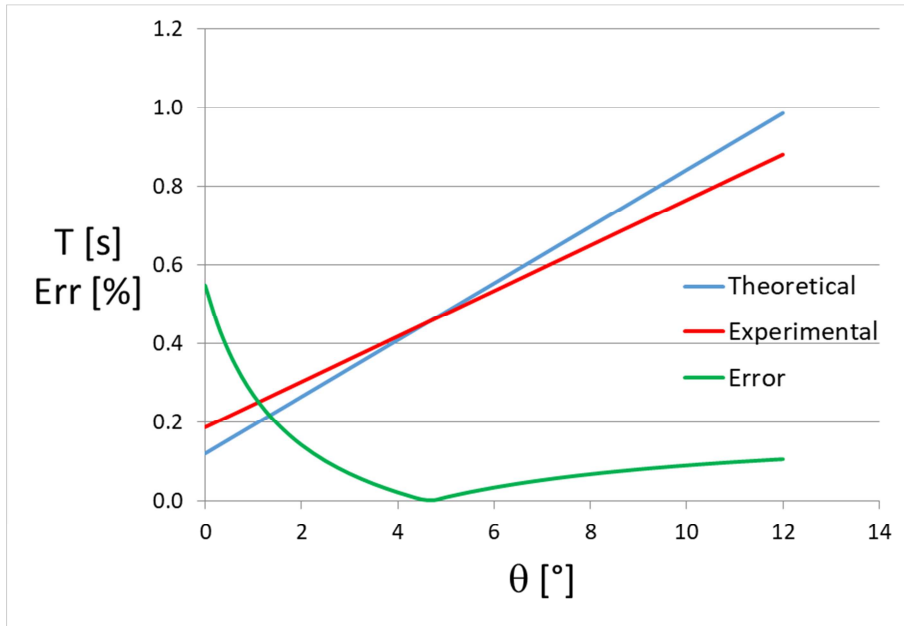


Figura 4.2.1.29: Confronto nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione tra la linea di tendenza nella configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 12° , e la trend line del periodo teorico. In tale grafico è anche riportato l’errore, per ogni valore dell’angolo di rotazione, tra il periodo sperimentale e quello teorico. θ iniziale.

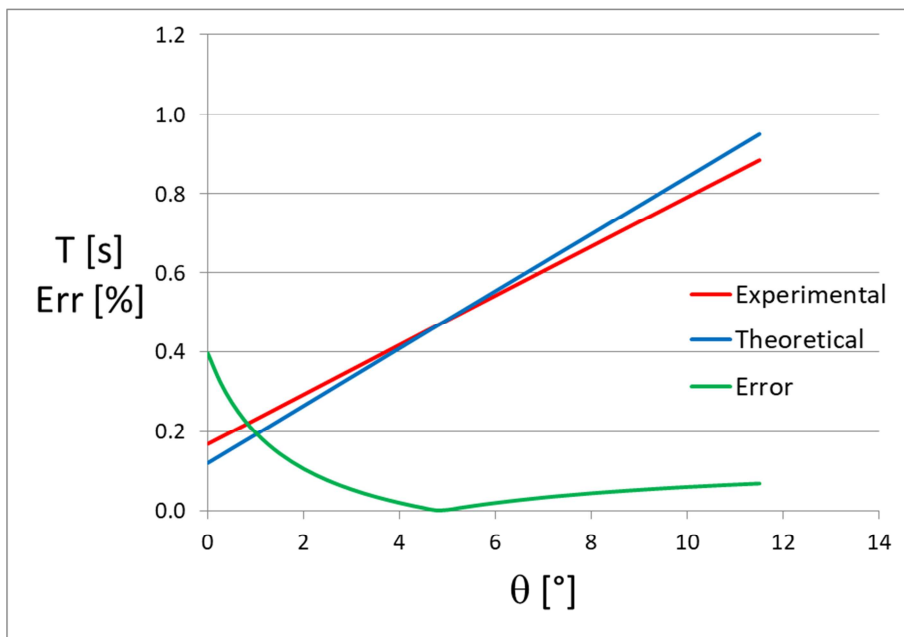


Figura 4.2.1.30: Confronto nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione tra la linea di tendenza nella configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni

iniziali di 12° , e la trend line del periodo teorico. In tale grafico è anche riportato l'errore, per ogni valore dell'angolo di rotazione, tra il periodo sperimentale e quello teorico. θ iniziale.

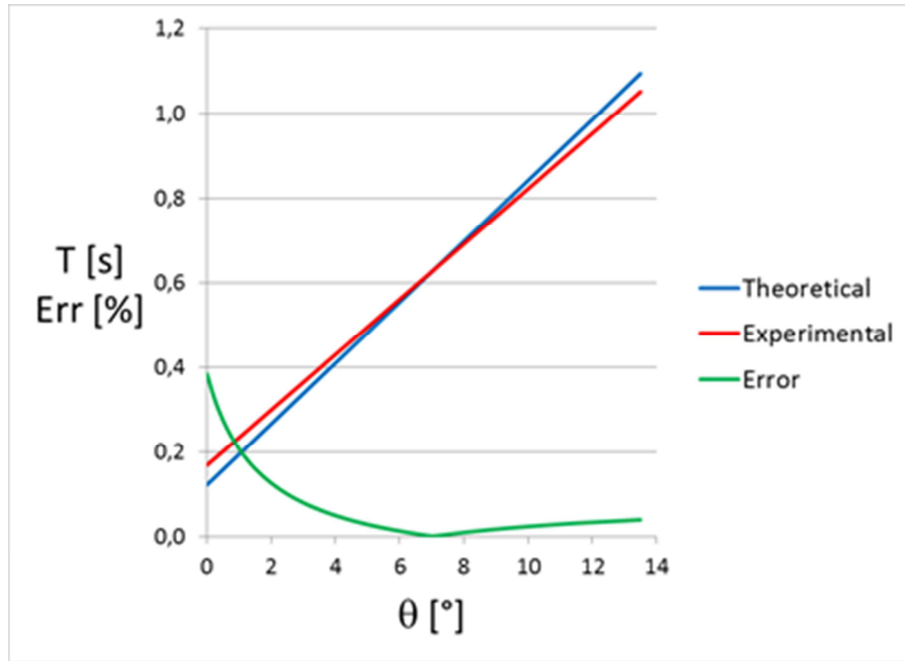


Figura 4.2.1.31: Confronto nel diagramma rotazione – periodo di oscillazione tra la linea di tendenza nella configurazione di prova legno – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 12° , e la trend line del periodo teorico. In tale grafico è anche riportato l'errore, per ogni valore dell'angolo di rotazione, tra il periodo sperimentale e quello teorico. θ iniziale.

Il grafico seguente rappresenta una sintesi dei grafici precedenti. Nella legenda "S" sta per cemento cellulare, "SP" sta per sandpaper, ovvero carta vetrata, ed infine "W" sta per wood ovvero legno.

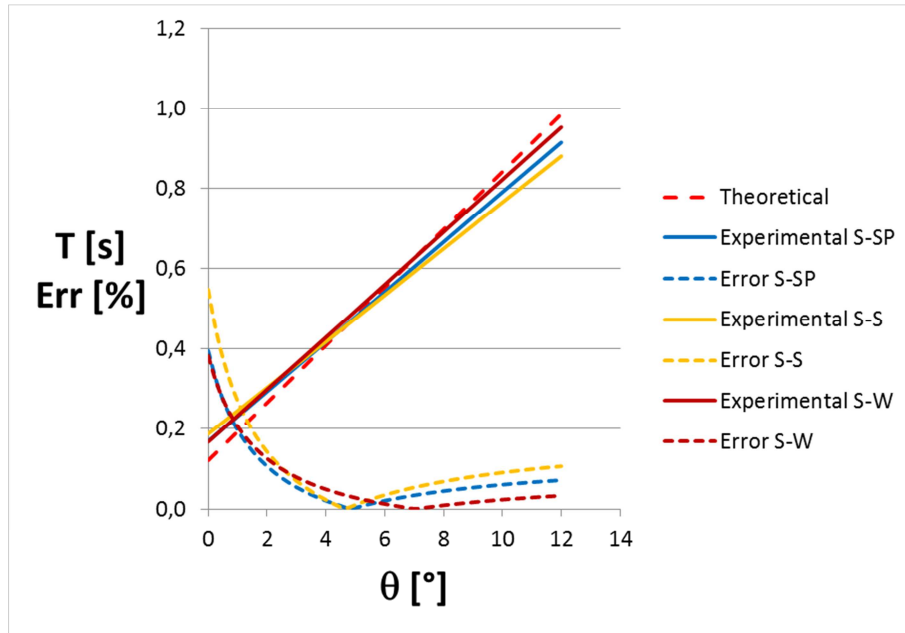


Figura 4.2.1.32: Sintesi dei grafici precedenti.

Come si legge dai risultati illustrati nei grafici precedenti, e sintetizzati del grafico sopra riportato, la relazione teorica del periodo di oscillazione è in grado di descrivere il comportamento sperimentale con errori inferiori al 10% per angoli di rotazione superiori a 3°; per rotazioni inferiori a 3°, l'errore compiuto cresce invece esponenzialmente al diminuire dell'angolo di rotazione. Tale risultato evidenzia chiaramente il ruolo delle imperfezioni locali nella caratterizzazione del comportamento dinamico globale.

4.2.2. Stima del coefficiente di restituzione, risultati ed osservazioni.

Al fine di stimare la robustezza delle formulazioni presenti in letteratura per la valutazione del coefficiente di restituzione che, come illustrato nei paragrafi precedenti, risulta funzione solo della geometria dell'elemento ed in particolare solo dell'angolo α

$$e = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = \sqrt{r} = \left\{ 1 - \frac{3}{4} \cdot [1 - \cos(2 \cdot \alpha)] \right\} = \frac{1}{4} + \frac{3}{4} \cdot \cos(2\alpha)$$

e quindi non dipende dal materiale di cui è composto l'elemento, tantomeno dalla superficie su cui poggia l'elemento stesso, si è fatto ricorso ad un approccio energetico.

Durante il moto di oscillazione di un blocco rigido le uniche forme di energia presenti sono di tipo cinetico e potenziale. In particolare, l'energia cinetica rotazionale di un blocco che oscilla risulta pari a:

$$E_k = \frac{1}{2} I \dot{\theta}^2$$

Nel caso in esame, il momento di inerzia è pari a $I = \frac{3}{4} mR^2$

Al fine di stimare l'energia potenziale, si considerando come riferimento il punto medio della base del blocco, essendo il blocco rigido, l'energia potenziale risulta:

$$E_p = mgb \cdot \text{sen}(\theta)$$

Nell'ipotesi di piccoli spostamenti è possibile confondere il seno con l'angolo, pertanto:

$$E_p = mgb\theta$$

Il massimo valore dell'energia cinetica si attinge quando la velocità angolare è massima, ovvero nell'istante in cui la rotazione θ è nulla ($\theta_i=0$), mentre il massimo valore dell'energia potenziale si attinge in corrispondenza della massima rotazione (θ_{i-1} oppure θ_{i+1}).

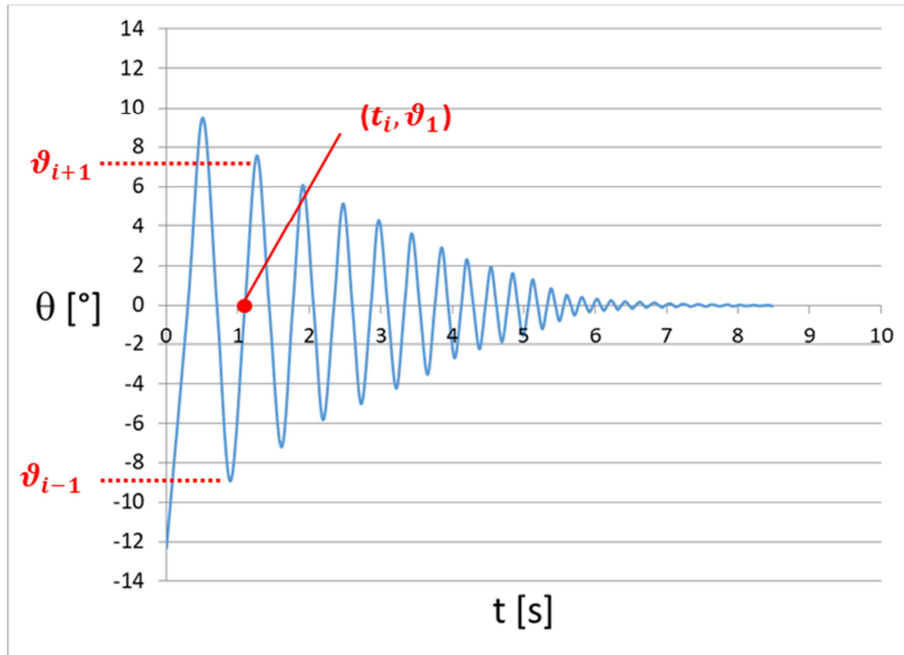


Figura 4.2.2.1: Determinazione dei parametri per il calcolo del coefficiente di restituzione.

Nell'ipotesi che durante il moto non si abbia perdita di energia, e quindi nell'ipotesi di smorzamento nullo, l'energia potenziale accumulata dal sistema si trasferisce in energia cinetica, ovvero:

$$E_p(\theta_{i-1}) = E_k(\theta_i^-)$$

$$E_k(\theta_i^+) = E_p(\theta_{i+1})$$

Esprimendo le relazioni sopra descritte si ha:

$$mgb\theta_{i-1} = \frac{1}{2}I(\dot{\theta}_i^-)^2$$

$$\frac{1}{2}I(\dot{\theta}_i^+)^2 = mgb\theta_{i+1}$$

Dalle due relazioni precedenti è possibile ricavare $\dot{\theta}_i^-$ e $\dot{\theta}_i^+$:

$$\dot{\theta}_i^+ = \sqrt{\frac{2mgb * \theta_{i+1}}{I}}$$

$$\dot{\theta}_i^- = \sqrt{\frac{2mgb * \theta_{i-1}}{I}}$$

Il rapporto tra tali valori ci fornisce, per definizione, il coefficiente di restituzione che risulta quindi essere pari alla radice quadrata del rapporto tra le rotazioni massima e minima rispettivamente successiva ed antecedente all'urto:

$$e = \frac{\dot{\theta}_i^+}{\dot{\theta}_i^-} = \sqrt{\frac{\frac{2mgb * \vartheta_{i+1}}{I}}{\frac{2mgb * \vartheta_{i-1}}{I}}} = \sqrt{\frac{\theta_{i+1}}{\theta_{i-1}}}$$

Pertanto, assimilando la time-history ad un insieme di sinusoidi smorzate, così come fatto per il periodo di oscillazione, è possibile determinare il coefficiente di restituzione per ogni singolo ciclo come la radice quadrata del rapporto tra il valore dell'angolo di rotazione in corrispondenza del punto di massimo assoluto ed il relativo valore in corrispondenza del punto di minimo assoluto.

Di seguito vengono riportati, per ogni singola configurazione di prova effettuata con una configurazione iniziale dell'angolo di rotazione pari a 6°, i diagrammi coefficiente di restituzione – tempo ed i diagrammi coefficiente di restituzione – rotazione. Si precisa che, in quest'ultimo grafico, il coefficiente di restituzione è diagrammato in funzione della rotazione media del singolo ciclo esaminato.

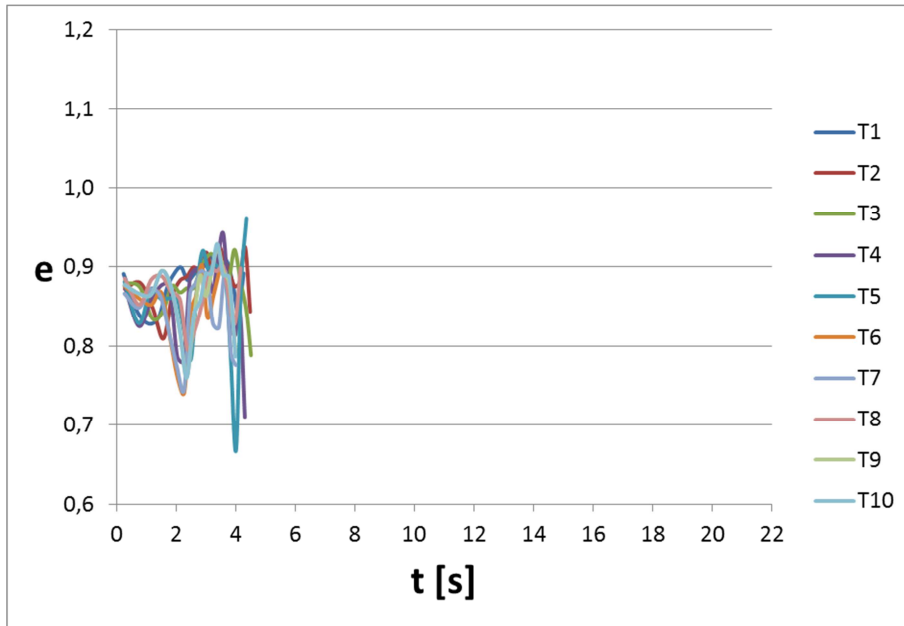


Figura 4.2.2.2: Diagramma tempo – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio.

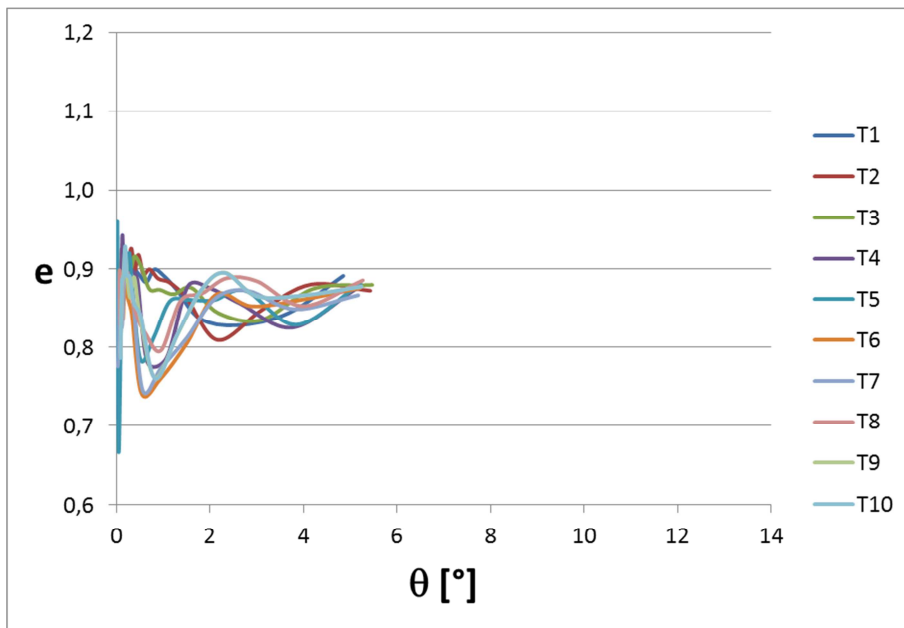


Figura 4.2.2.3: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio.

Facendo uno zoom nell'intervallo di esecuzione della prova, ovvero tra 0 - 6 secondi e 0° - 6°, si riesce a cogliere meglio il comportamento del sistema.

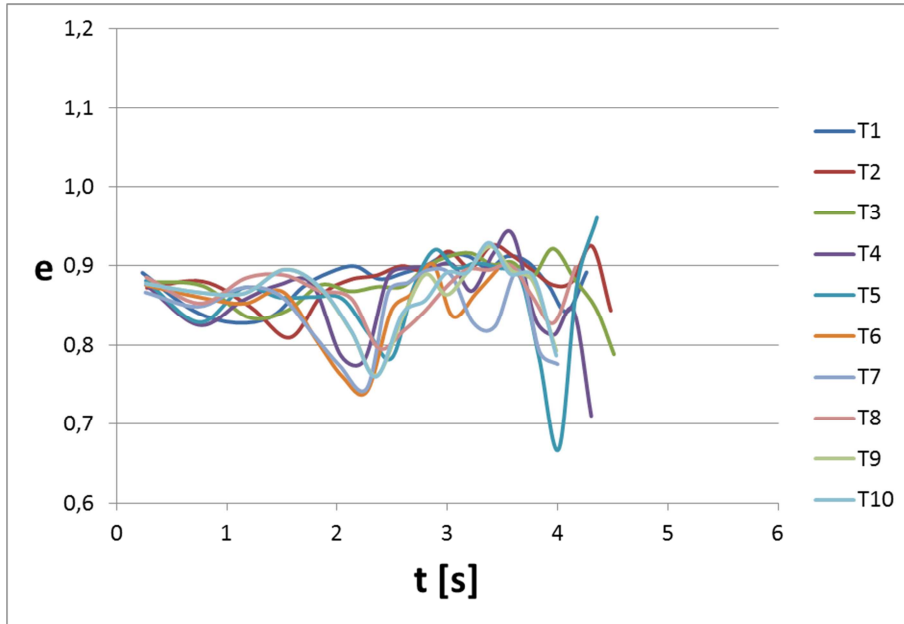


Figura 4.2.2.4: Diagramma tempo – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio. Intervallo temporale 0-6 secondi.

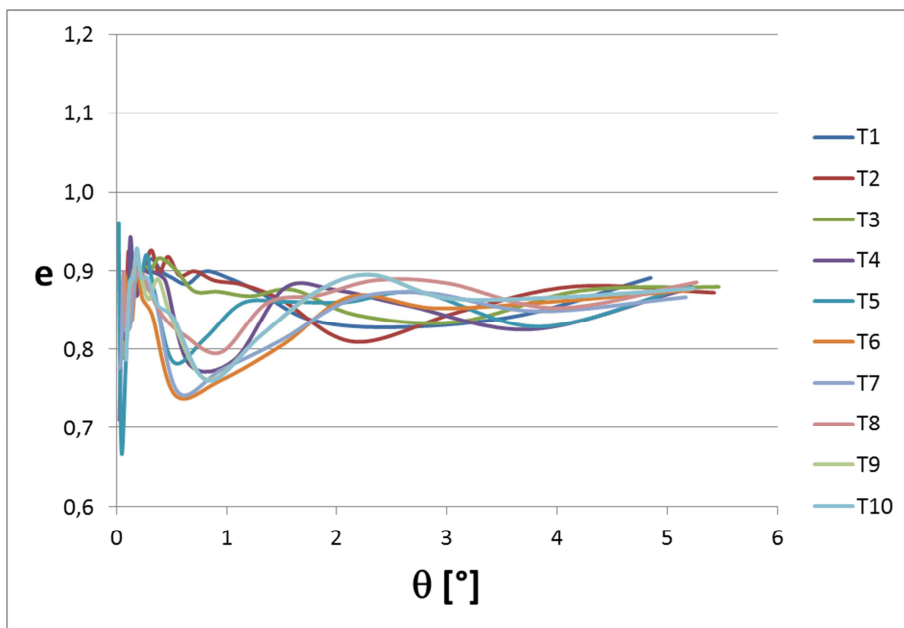


Figura 4.2.2.5: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio. Intervallo di rotazione 0°-6°.

Dalla figura precedente si può immediatamente osservare che per angoli di rotazione superiori a 2° i valori assunti dal coefficiente di restituzione nei dieci test effettuati per la configurazione in esame presentano un andamento pressoché lineare e variano in un range tra 0,8 e 0,9. Inoltre all'aumentare dell'angolo di rotazione il limite inferiore di tale range tende a spostarsi verso il limite superiore e quindi l'ampiezza dell'intervallo si riduce. Per valori invece dell'angolo di rotazione inferiori a 2° si può osservare una forte non linearità del sistema. Ciò evidenzia ancora una volta l'importanza e l'influenza delle imperfezioni locali nel comportamento dinamico del sistema.

Di seguito vengono illustrate le informazioni ricavate dalla configurazione di prova, con angolo di rotazione iniziale pari a 6° , cemento cellulare – cemento cellulare.

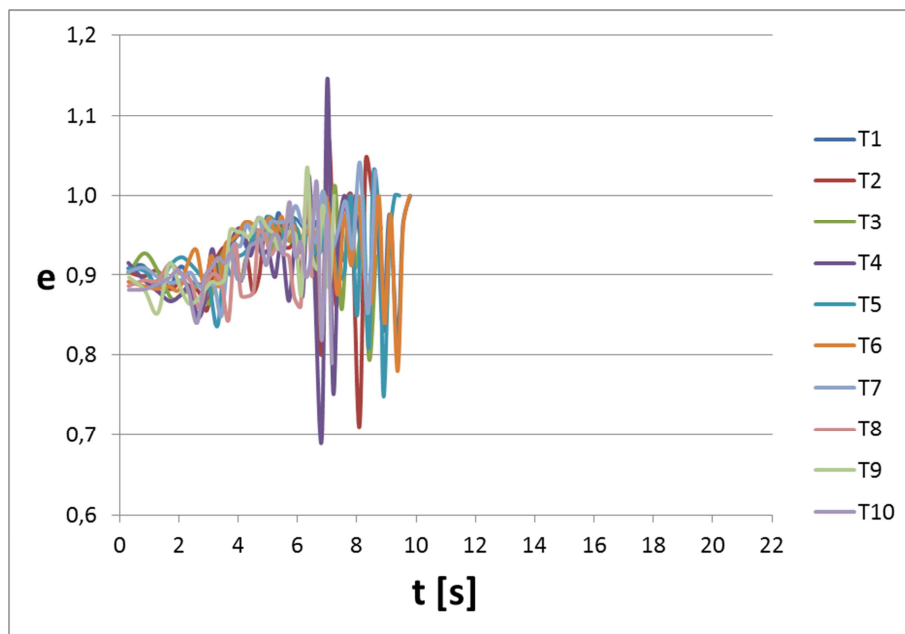


Figura 4.2.2.6: Diagramma tempo – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

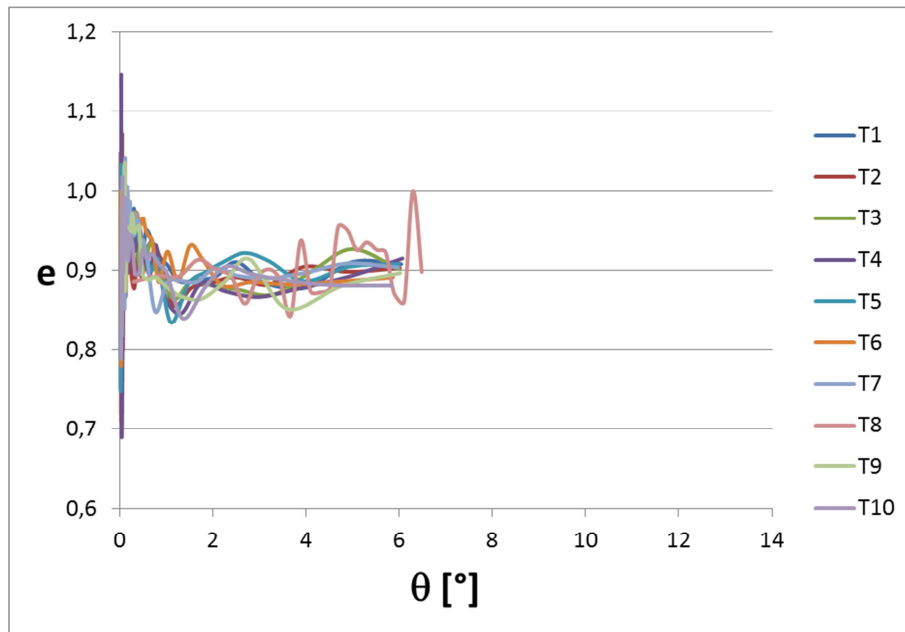


Figura 4.2.2.7: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

Come nel caso delle prove effettuate nella configurazione cemento cellulare – carta vetrata, anche in tal caso si applica uno zoom nell'intervallo di esecuzione della prova, ovvero tra 0 – 12 secondi e $0^\circ - 6^\circ$, in maniera tale da cogliere al meglio il comportamento del sistema.

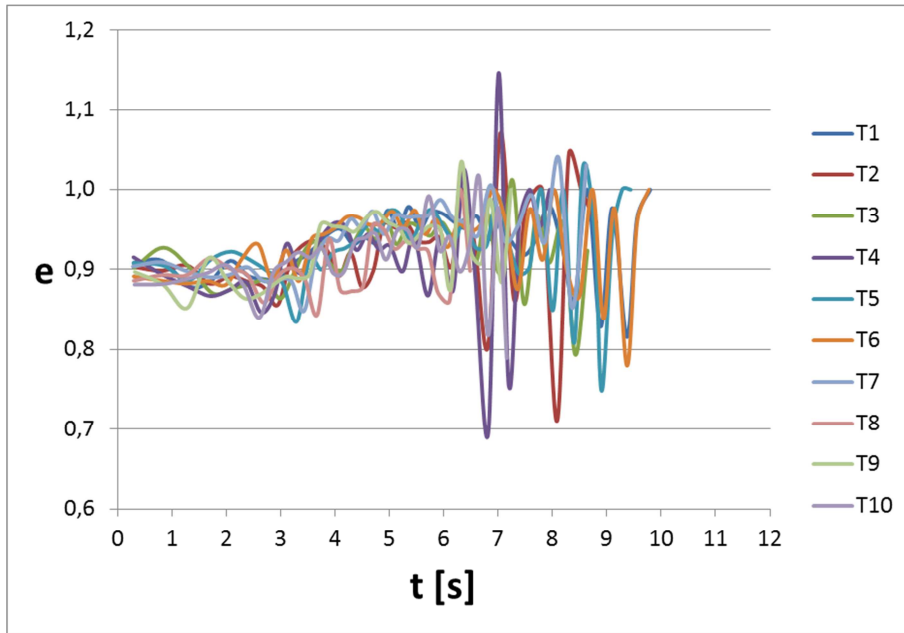


Figura 4.2.2.8: Diagramma tempo – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio. Intervallo temporale 0-12 secondi.

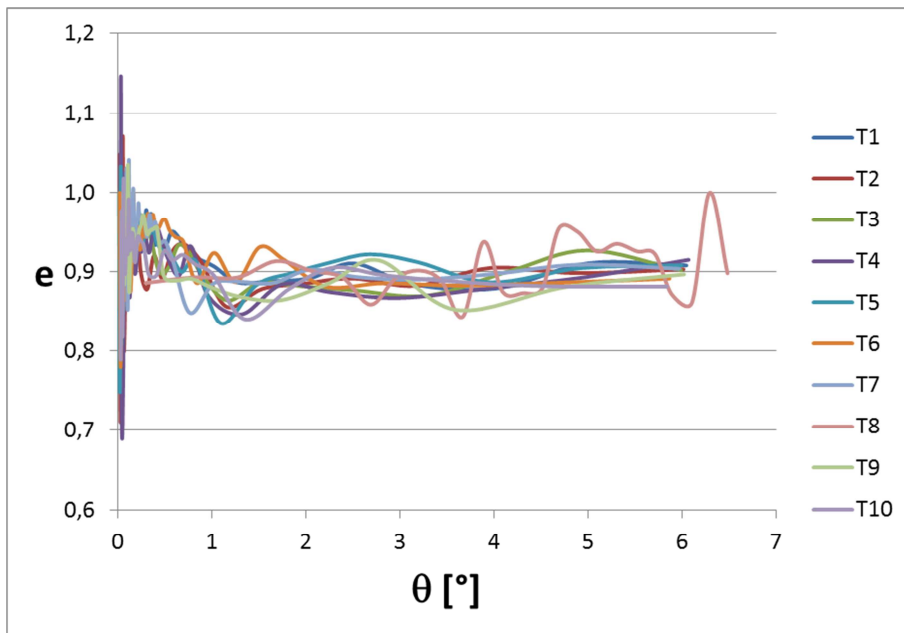


Figura 4.2.2.9: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio. Intervallo di rotazione 0°-7°.

Anche in tale configurazione di prova si può immediatamente osservare che per angoli di rotazione superiori a 2° i valori assunti dal coefficiente di restituzione nei diversi test eseguiti presentano un andamento pressoché lineare, ad esclusione del test 8 (T8), e variano in un range tra 0,85 e 0,95. Per valori invece dell'angolo di rotazione inferiori a 2° si può osservare una forte non linearità del sistema. Ciò evidenzia ancora una volta l'importanza e l'influenza delle imperfezioni locali nel comportamento dinamico del sistema.

Successivamente vengono riportati, per ogni singola configurazione di prova effettuata con una condizione iniziale dell'angolo di rotazione pari a 12° , i diagrammi coefficiente di restituzione – tempo ed i diagrammi coefficiente di restituzione – rotazione media del singolo ciclo.

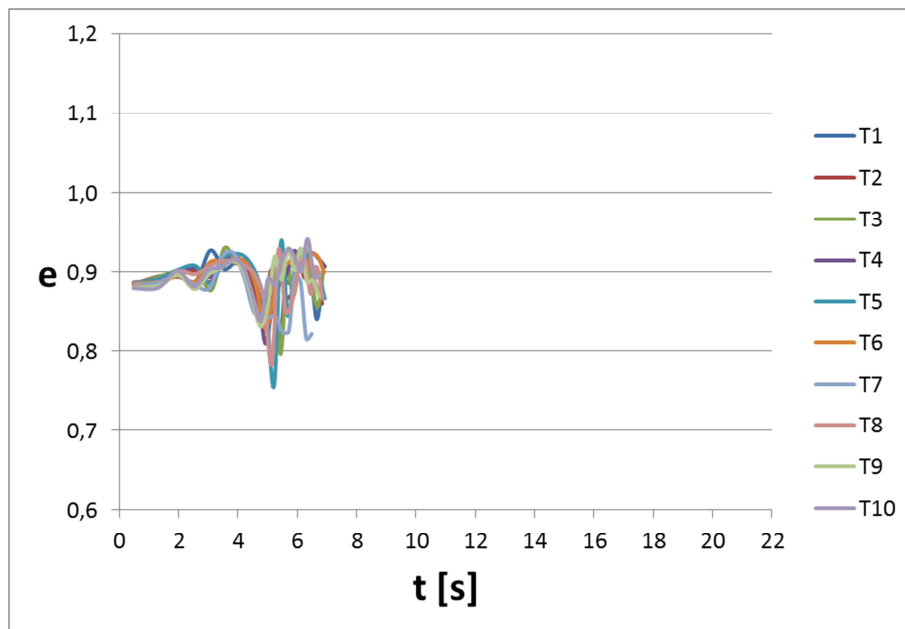


Figura 4.2.2.10: Diagramma tempo – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

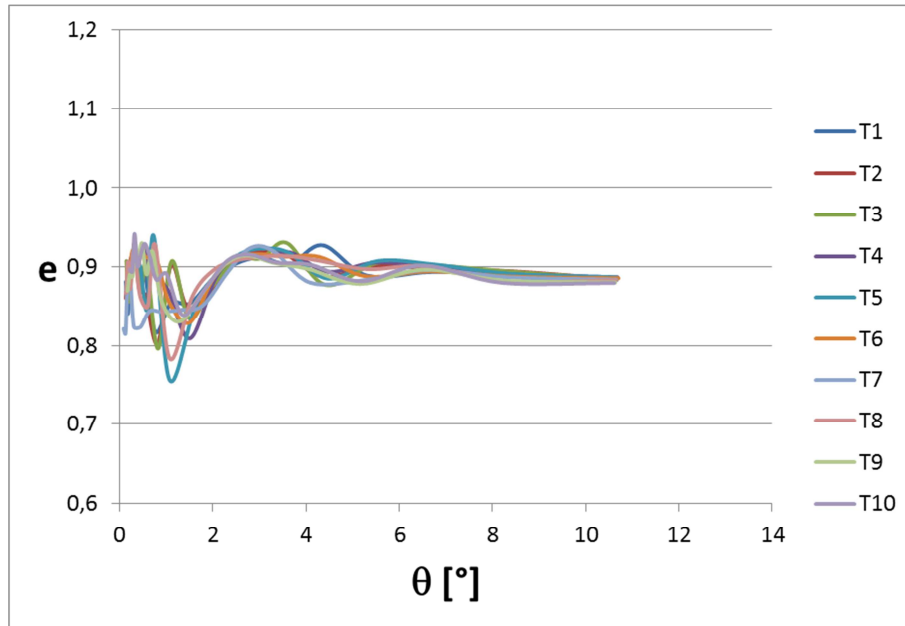


Figura 4.2.2.11: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

Nella figura precedente si può ancora una volta osservare che per angoli superiori a 3° i test eseguite tendono ad un andamento lineare, mentre per angoli inferiori di 3° il comportamento non risulta essere lineare. Rispetto alla stessa configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare con angolo di rotazione iniziale pari a 6°, nel caso in esame, ed in particolare nel tratto lineare, il coefficiente di restituzione tende a diminuire all'aumentare dell'angolo di rotazione. Tale andamento è in opposizione con la prova eseguita a 6°.

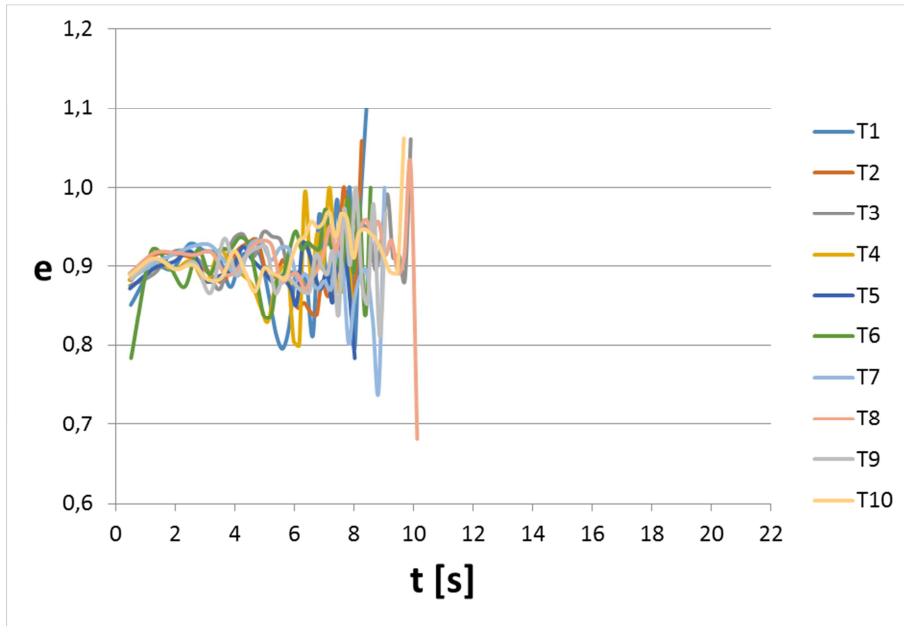


Figura 4.2.2.12: Diagramma tempo – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

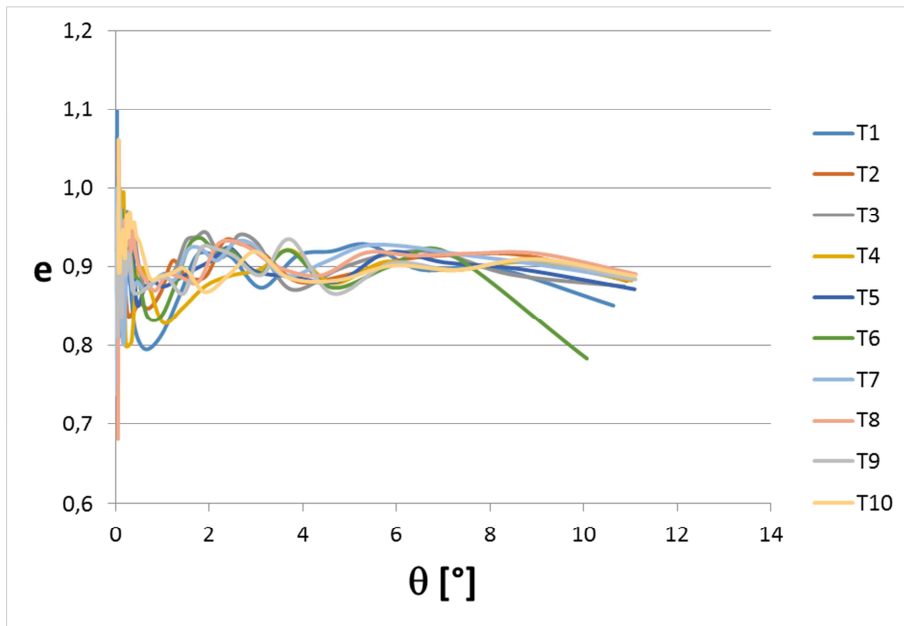


Figura 4.2.2.13: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

Per prove eseguite ponendo il blocco su un elemento di cemento cellulare si osserva che il coefficiente di restituzione, per angoli di rotazione superiori a circa 3°, presenta, come nel caso precedente ma in maniera meno accentuata, un andamento lineare con valori decrescenti all'aumentare dell'angolo di rotazione.

Come per il periodo di oscillazione, anche per il coefficiente di restituzione sono state determinate le trend line delle singole prove effettuate al fine di poterle confrontare tra di loro. In tal caso, però, le linee di tendenza sono state determinate tenendo conto solo ed esclusivamente delle zone del diagramma coefficiente di restituzione – angolo di rotazione che presentano un andamento lineare e quindi escludendo le zone di tale diagramma in cui si ha una forte dispersione del valore del coefficiente di restituzione, che, quindi, risulta maggiormente influenzato dalle imperfezioni locali.

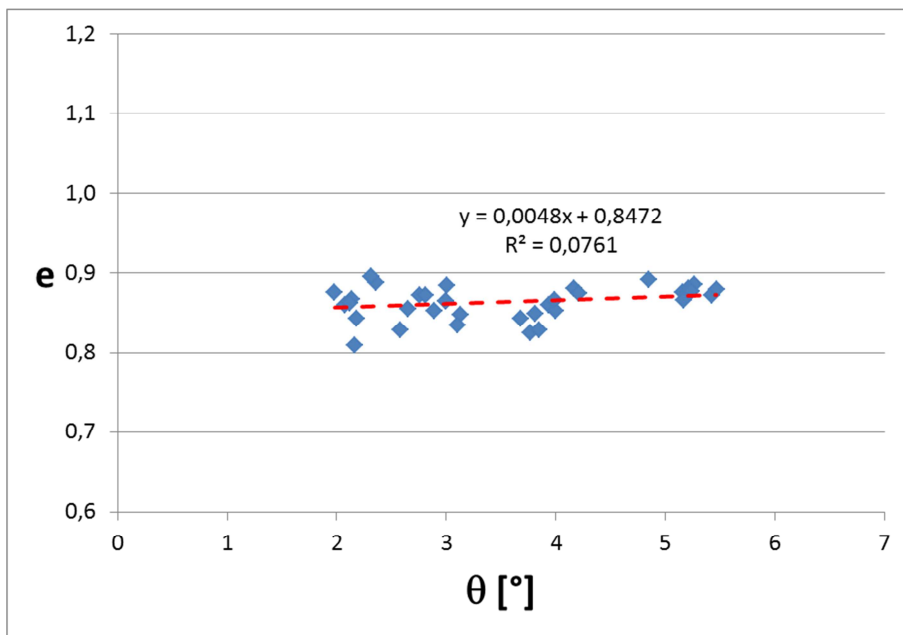


Figura 4.2.2.14: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°, nell'intervallo di rotazione tra 3° e 6°. θ medio.

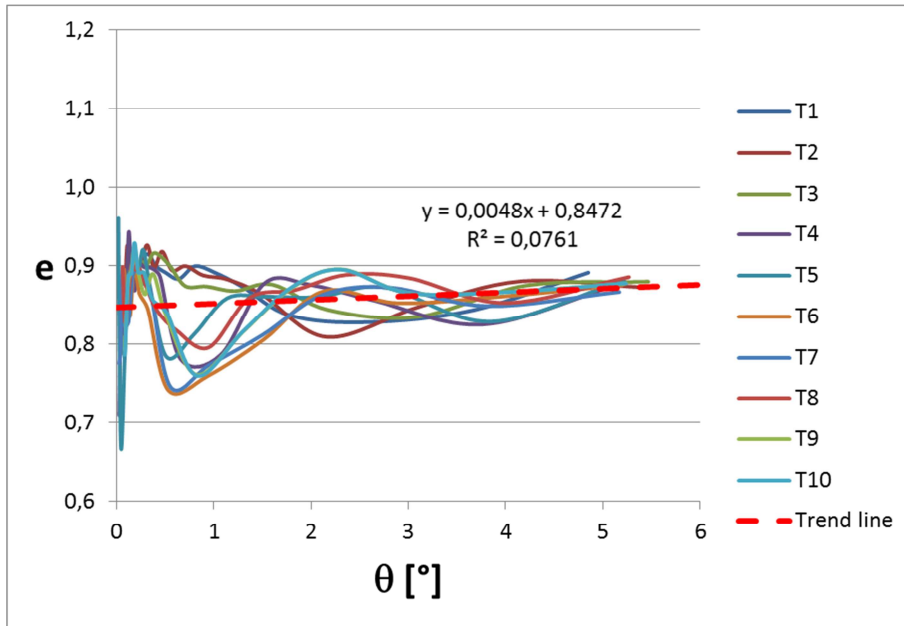


Figura 4.2.2.15: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. Intervallo di rotazione tra 0° e 6°. θ medio.

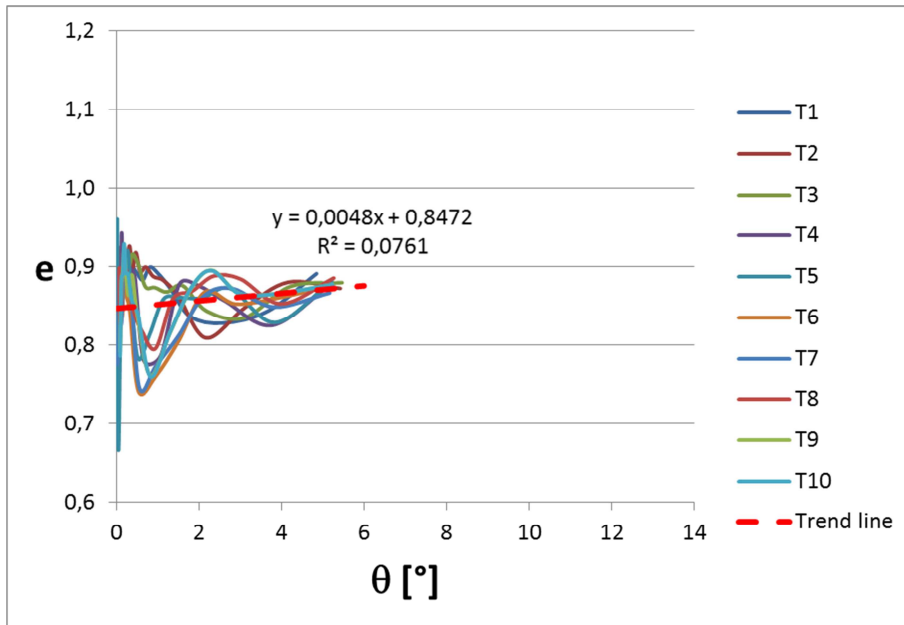


Figura 4.2.2.16: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio.

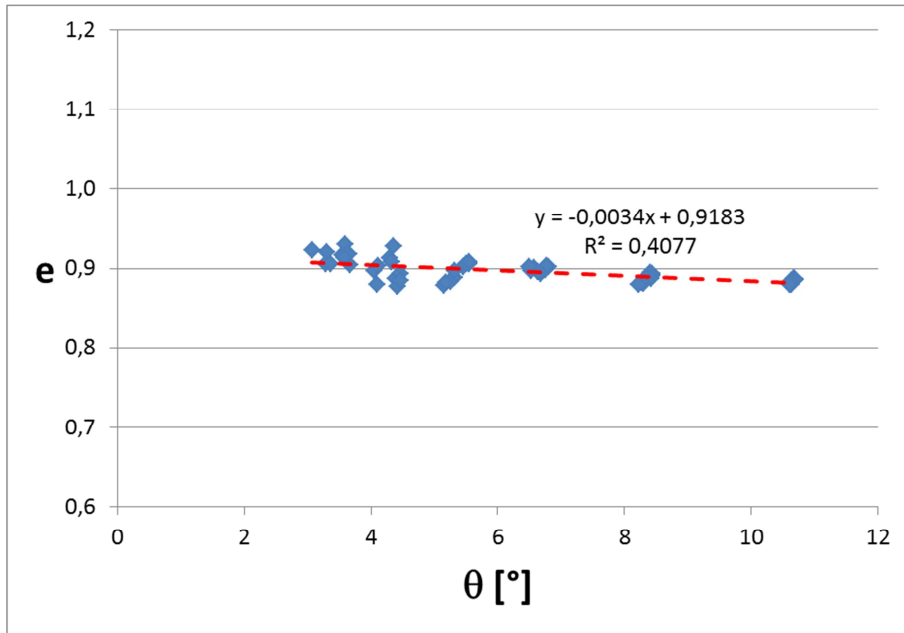


Figura 4.2.2.17: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°, nell’intervallo di rotazione tra 3° e 12°. θ medio.

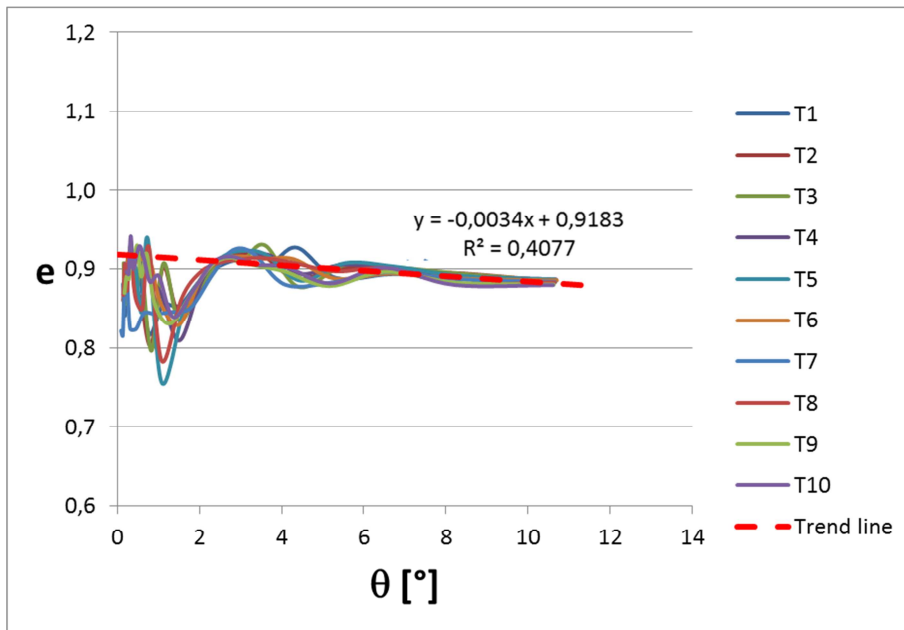


Figura 4.2.2.18: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

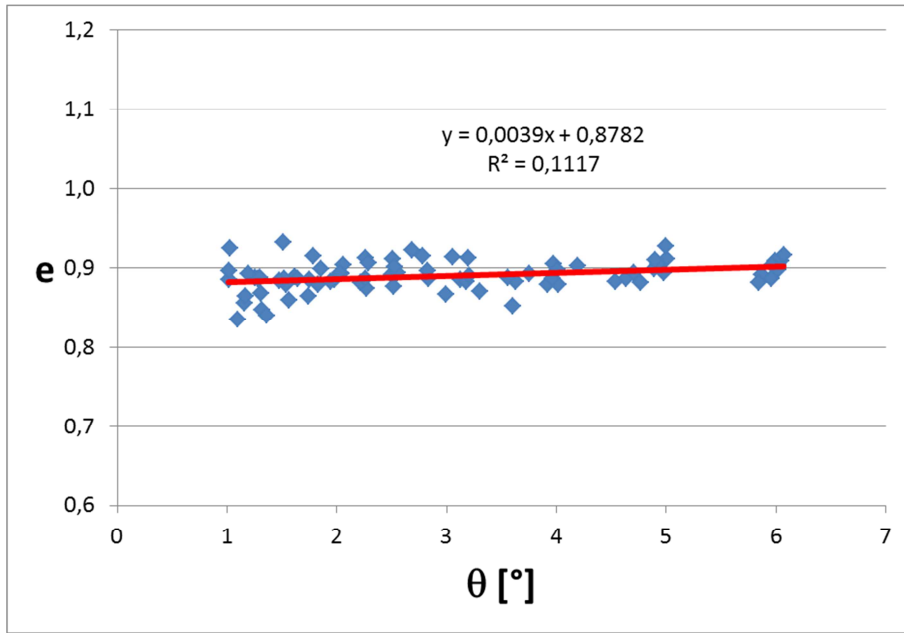


Figura 4.2.2.19: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°, nell'intervallo di rotazione tra 1° e 6°. θ medio.

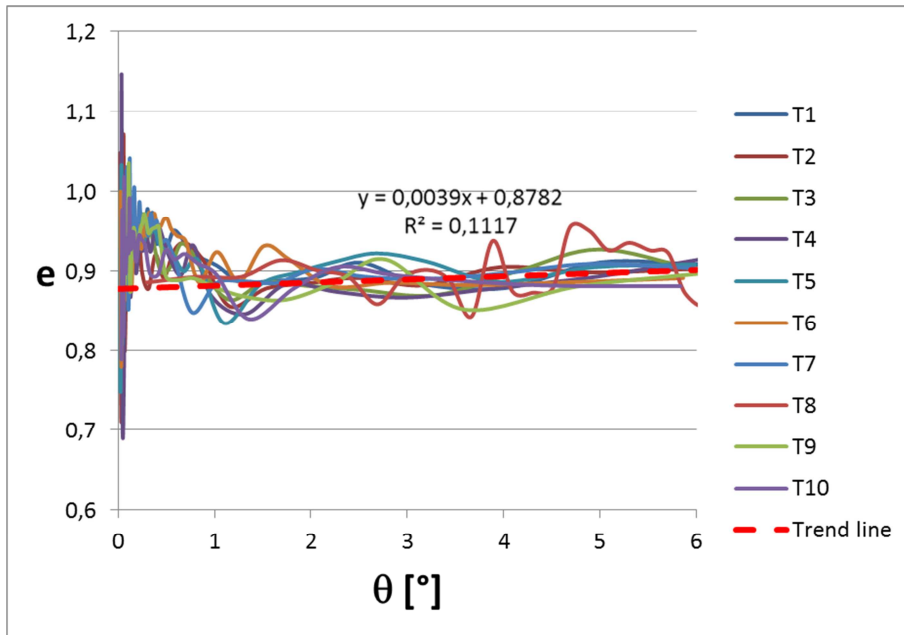


Figura 4.2.2.20: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. Intervallo di rotazione tra 0° e 6°. θ medio.

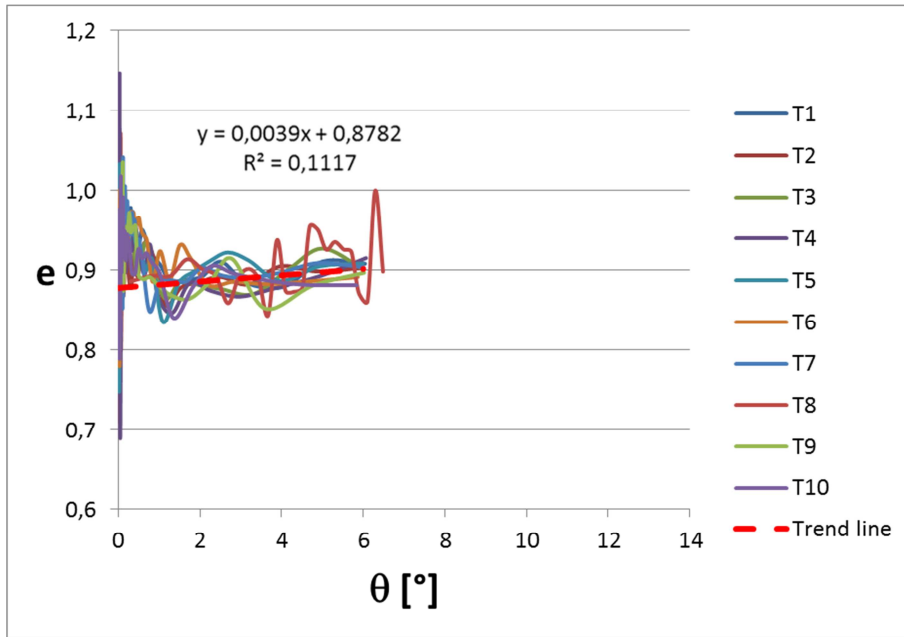


Figura 4.2.2.21: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio.

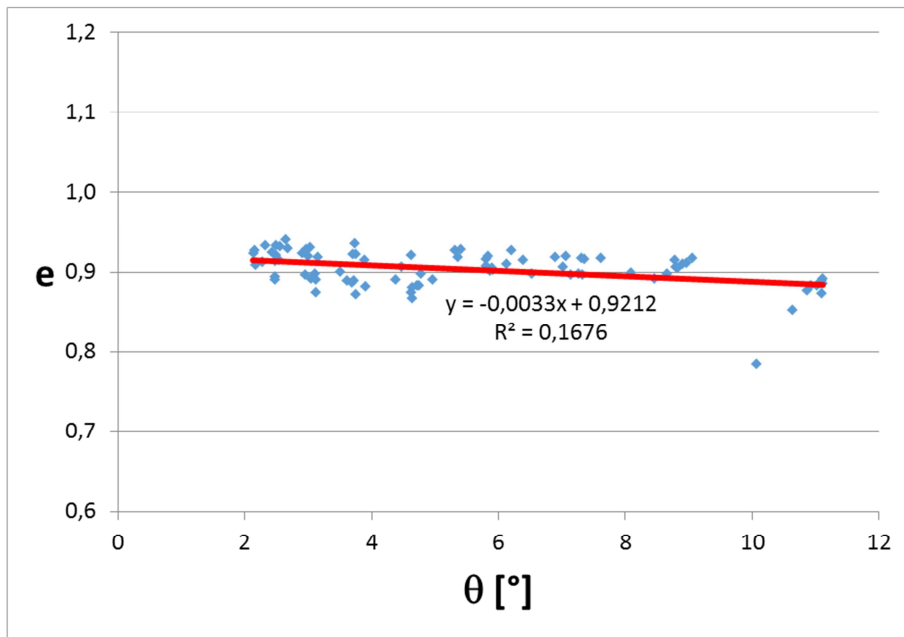


Figura 4.2.2.22: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°, nell'intervallo di rotazione tra 2° e 12°. θ medio.

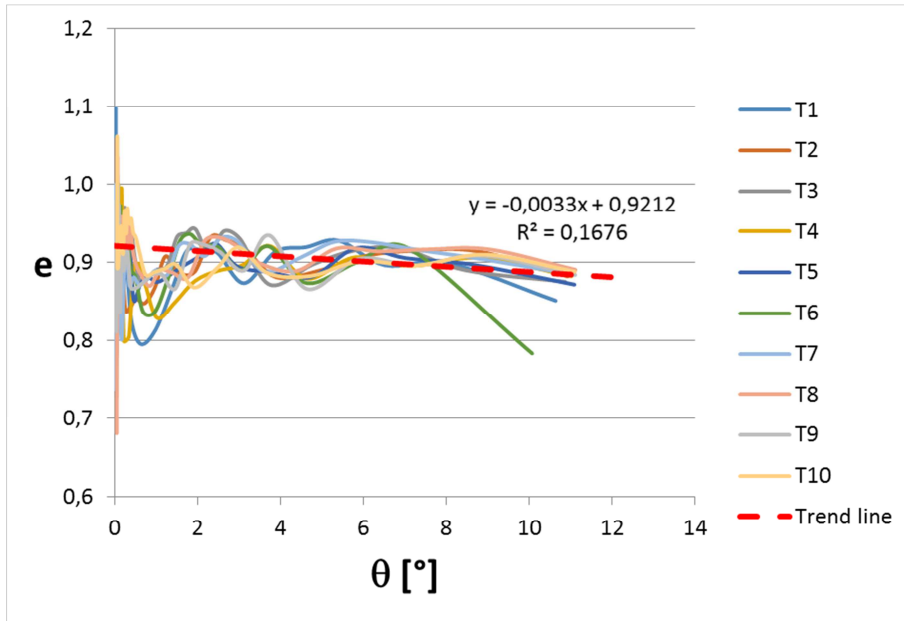


Figura 4.2.2.23: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

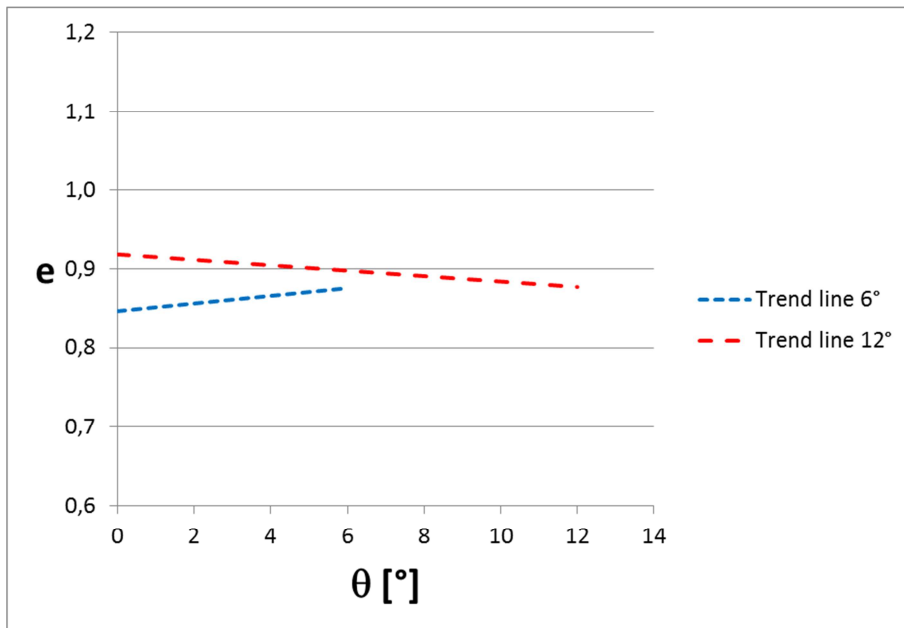


Figura 4.2.2.24: Confronto delle linee di tendenza nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6° e 12°. θ medio.

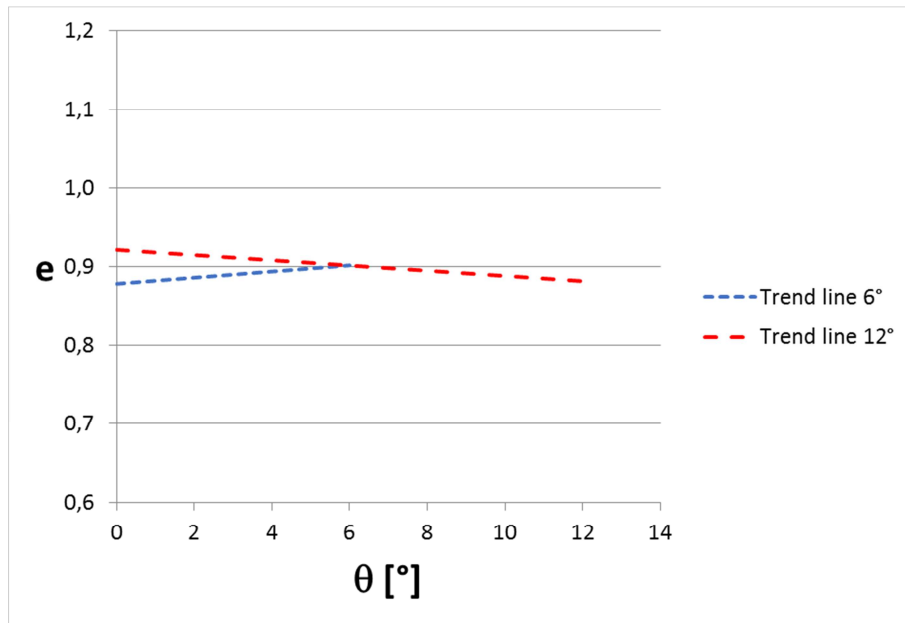


Figura 4.2.2.25: Confronto delle linee di tendenza nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6° e 12°. θ medio.

Dalle figure precedenti emerge immediatamente che l'andamento del coefficiente di restituzione risulta strettamente influenzato dal valore dell'angolo di rotazione iniziale, infatti per valori dell'angolo di rotazione iniziale pari a 6°, sia nella configurazione carta vetrata – cemento cellulare e sia nella configurazione cemento cellulare – cemento cellulare, il coefficiente di restituzione aumenta all'aumentare dell'angolo di rotazione. Viceversa per le configurazioni con angolo di rotazione iniziale pari a 12° il coefficiente di restituzione presenta un andamento decrescente all'aumentare dell'angolo di rotazione. A tal proposito di seguito vengono plottati sullo stesso grafico le prove eseguite con condizioni iniziali di 6° e 12° dalle quali si evince chiaramente quanto precedentemente illustrato ed inoltre si nota che tale parametro non dipende dal tipo di materiale all'interfaccia.

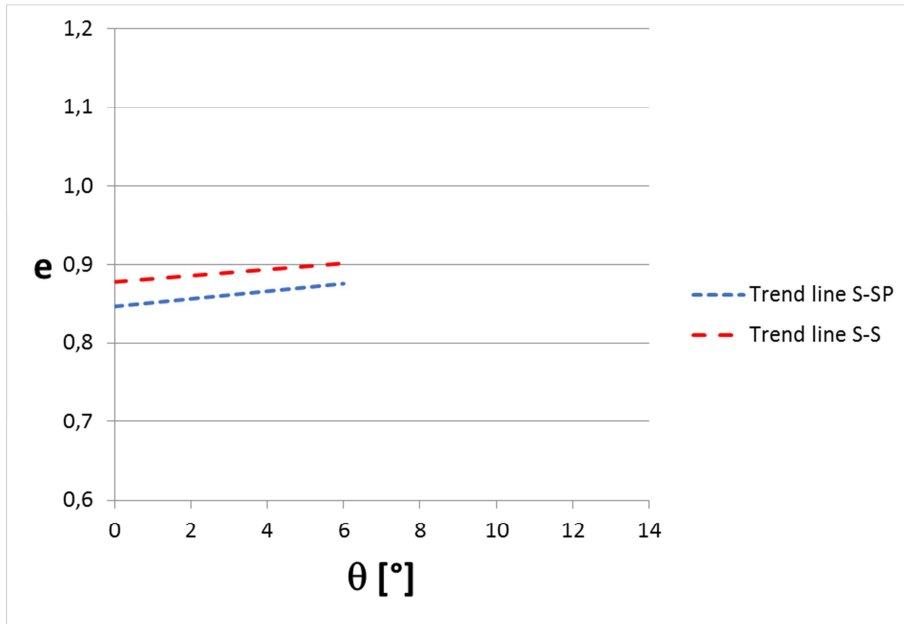


Figura 4.2.2.26: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione delle linee di tendenza per le configurazioni di prova carta vetrata – cemento cellulare e cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6°. θ medio.

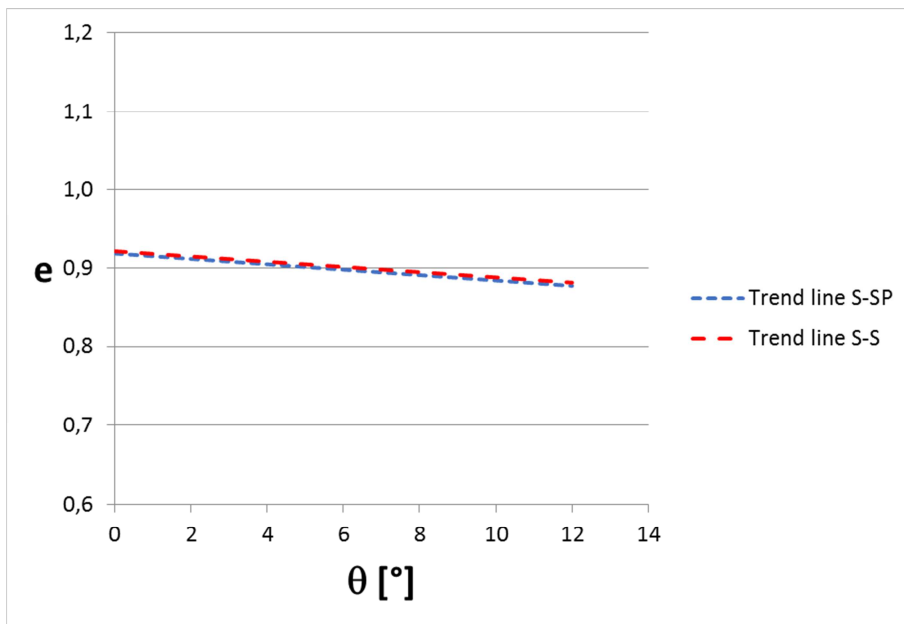


Figura 4.2.2.27: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione delle linee di tendenza per le configurazioni di prova carta vetrata – cemento cellulare e cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 12°. θ medio.

Nella legenda "S" sta per cemento cellulare, "SP" sta per sandpaper, ovvero carta vetrata.

Si rammenta che le formulazioni presenti in letteratura per la valutazione del coefficiente di restituzione che, come illustrato nei paragrafi precedenti, risulta funzione solo della geometria dell'elemento ed in particolare solo dell'angolo α

$$e = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = \sqrt{r} = \frac{1}{4} + \frac{3}{4} \cdot \cos(2\alpha)$$

Ne caso in esame, dato che α è pari a circa 18° il coefficiente di restituzione, stimato con la formula precedente, assume un valore di circa 0,85 che sarà di seguito plottato sui grafici precedenti.

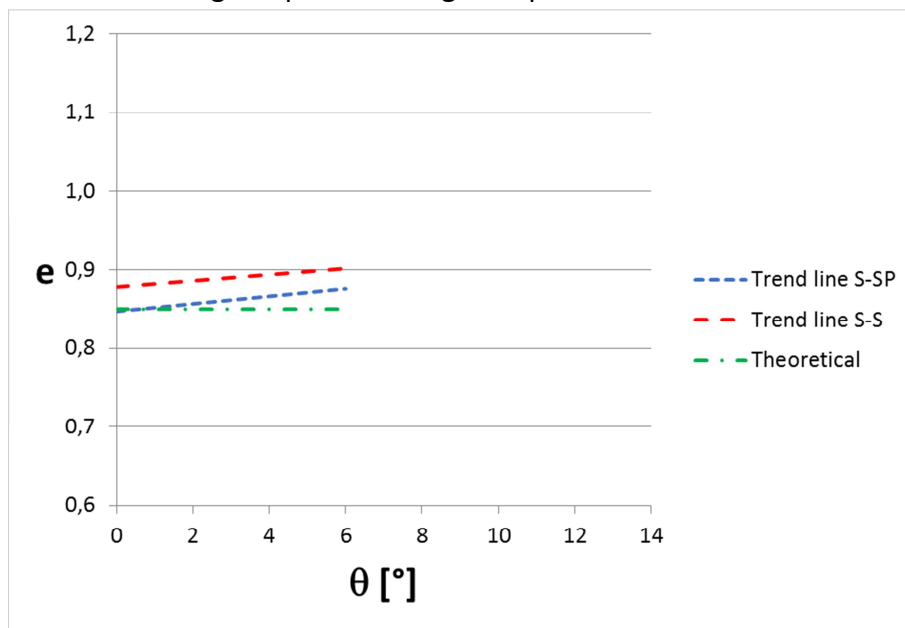


Figura 4.2.2.28: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione del valore teorico del coefficiente di restituzione con le linee di tendenza per le configurazioni di prova carta vetrata – cemento cellulare e cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6° . θ medio.

Dalla figura di sintesi precedenti emerge che per rotazioni iniziali pari a 6° la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare presenta, con riferimento al coefficiente di restituzione teorico, errori inferiori rispetto

alla configurazione cemento cellulare – cemento cellulare. Tuttavia la differenza tra i valori stimati dalle prove ed il valore teorico tende a crescere all'aumentare dell'angolo di rotazione. In ogni caso è da sottolineare che l'errore è inferiore al 5%.

Nel caso di prove eseguite con una condizione iniziale dell'angolo di rotazione pari a 12° si ha un comportamento del tutto differente, ovvero la differenza tra i valori stimati dalla relazione teorica e quelli sperimentali diminuiscono all'aumentare dell'angolo di rotazione. In tal caso l'errore cresce leggermente ma comunque risulta inferiore al 8-9%.

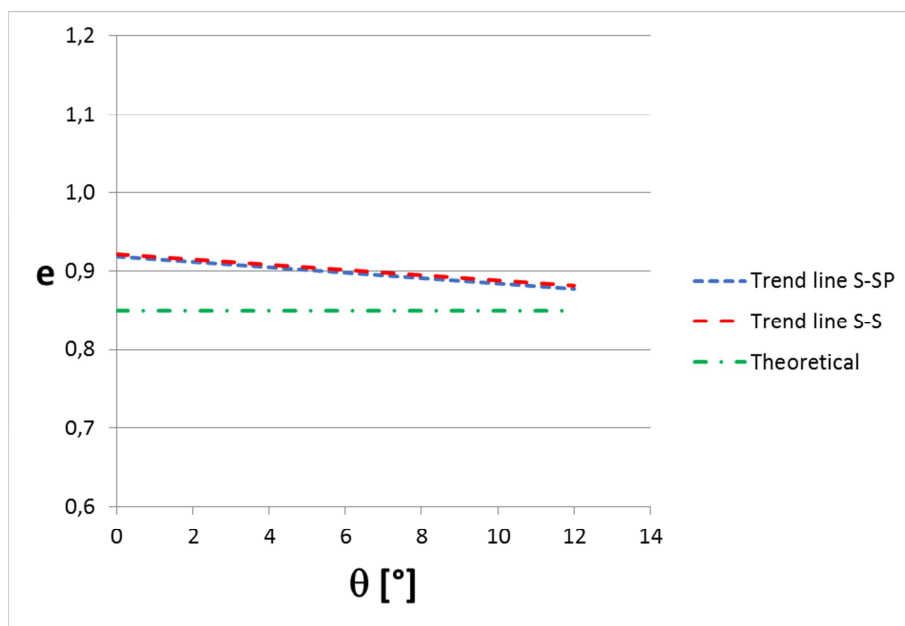


Figura 4.2.2.29: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione del valore teorico del coefficiente di restituzione con le linee di tendenza per le configurazioni di prova carta vetrata – cemento cellulare e cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 12° . θ medio.

Nel paragrafo precedente, il periodo di oscillazione è stato prima diagrammato in funzione dell'angolo medio di rotazione del singolo ciclo, e successivamente in funzione dell'angolo iniziale del ciclo stesso. Tale operazione sarà svolta anche per il coefficiente di restituzione al fine di verificare se ciò conduce a trend lineari che presentano dispersioni inferiori rispetto a quanto illustrato in precedenza. A titolo esemplificativo verranno plottate solo le configurazioni di prova con angolo di rotazione iniziale pari

a 12°. Tuttavia al fine di valutare l'influenza del parametro in esame dalla tipologia di interfaccia, verranno plottati anche i risultati di una sperimentazione eseguita poggiando il blocco in cemento cellulare su una tavola di legno caratterizzata da una bassa scabrezza della superficie.

Di seguito vengono riportati i diagrammi coefficiente di restituzione – angolo di rotazione per le tre diverse configurazioni di prova con angolo iniziale di rotazione pari a 12°.

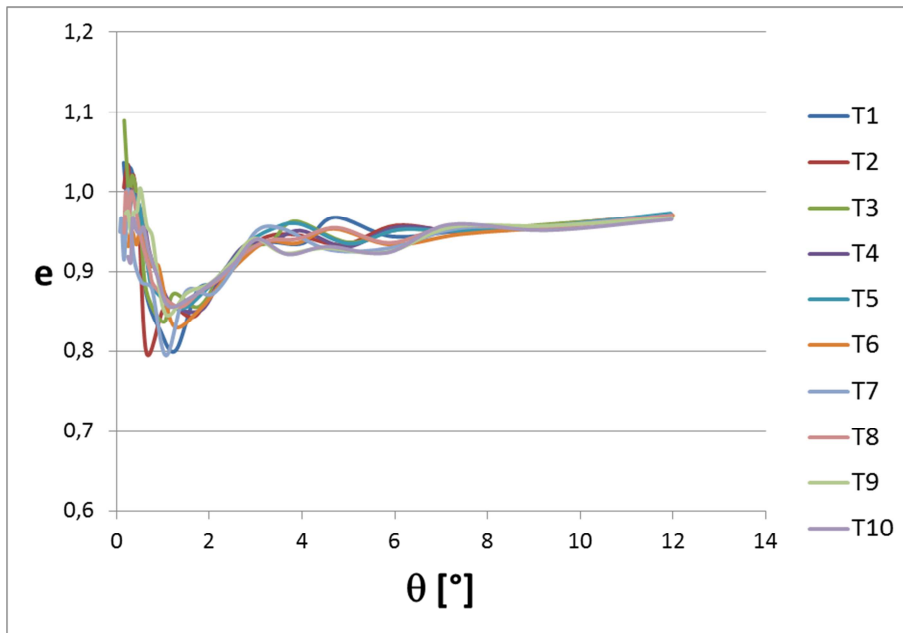


Figura 4.2.2.30: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

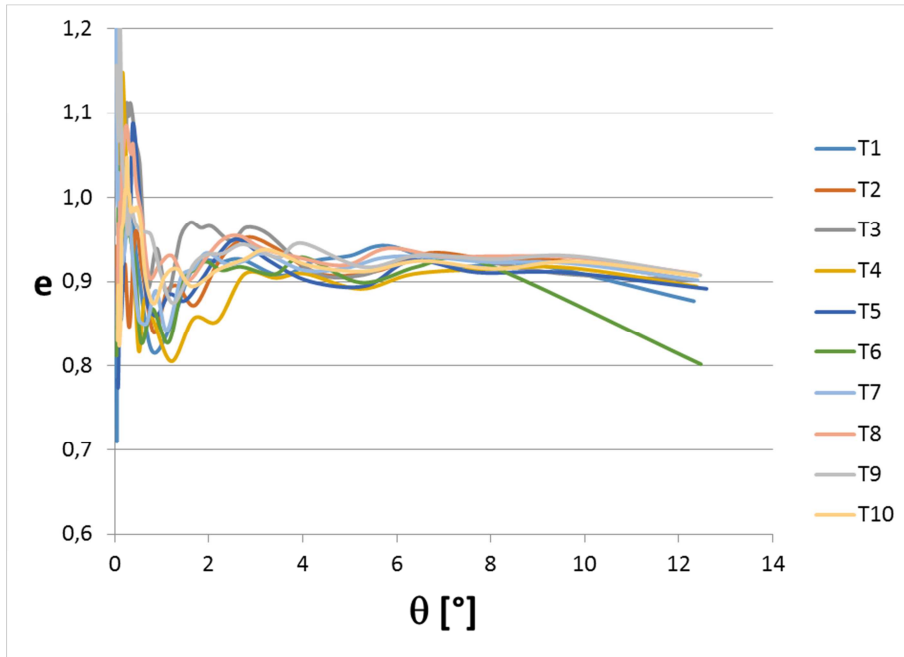


Figura 4.2.2.31: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

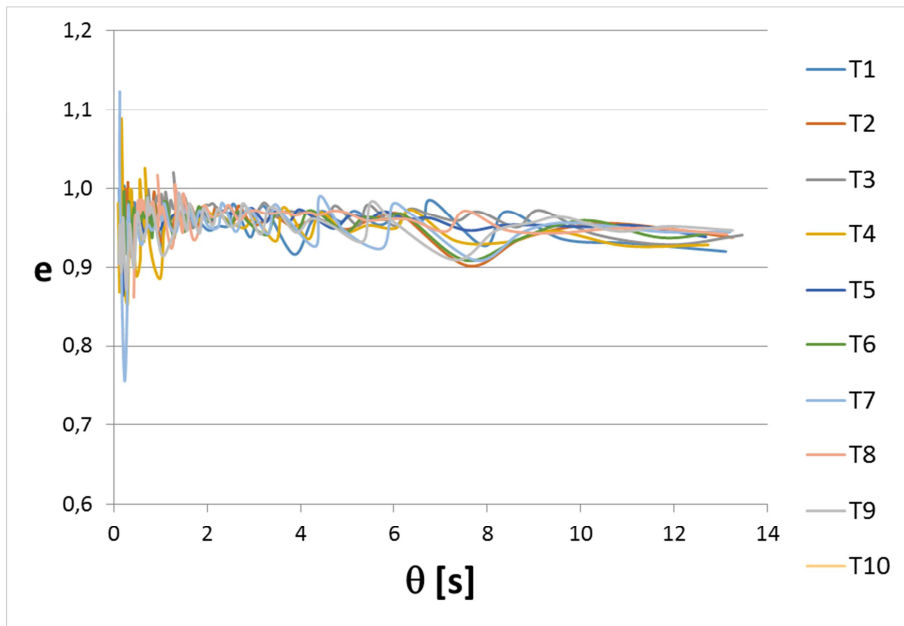


Figura 4.2.2.32: Diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

Da una prima analisi dei diagrammi precedenti, sembra che rappresentare il coefficiente di restituzione in funzione dell'angolo iniziale del singolo ciclo esaminato conduca, per la zona del diagramma con andamento pressoché lineare, ad una minore dispersione dei risultati rispetto al valore medio. A tal proposito di seguito vengono plottate le trend line per le diverse configurazioni di prova eseguite determinate facendo solo ed esclusivamente riferimento alla zona del diagramma che presenta un andamento lineare.

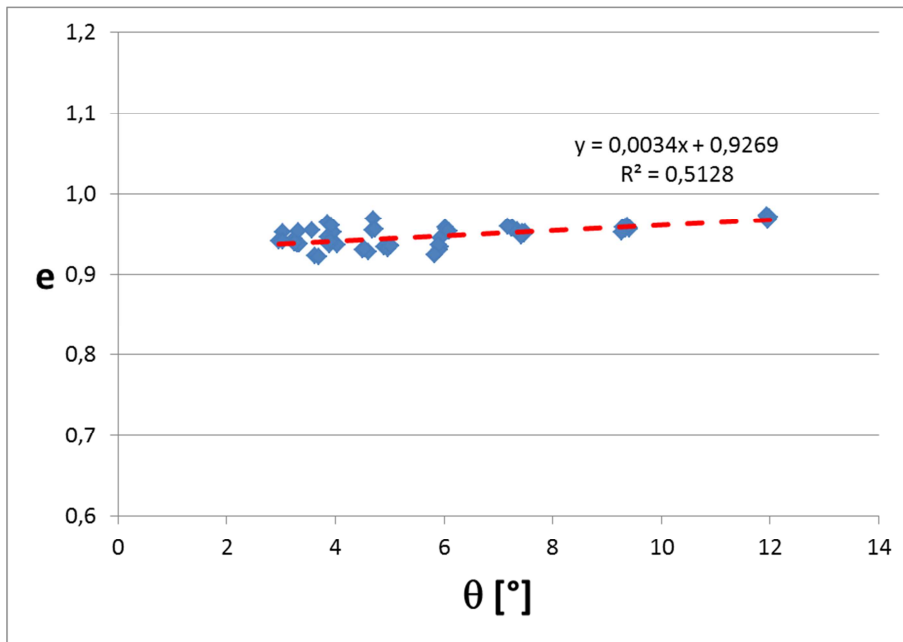


Figura 4.2.2.33: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°, nell'intervallo di rotazione tra 3° e 12°. θ iniziale.

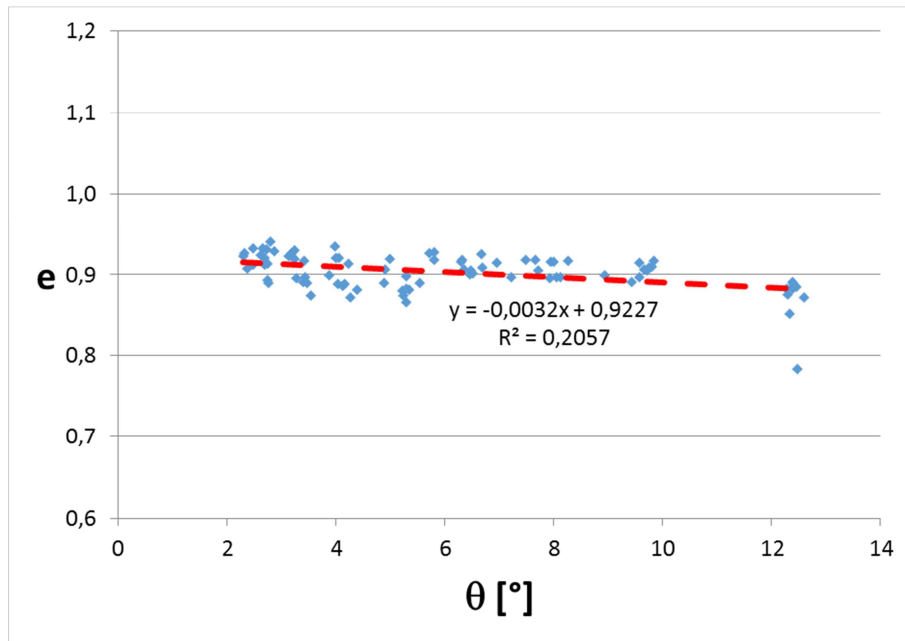


Figura 4.2.2.34: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°, nell'intervallo di rotazione tra 2° e 12°. θ iniziale.

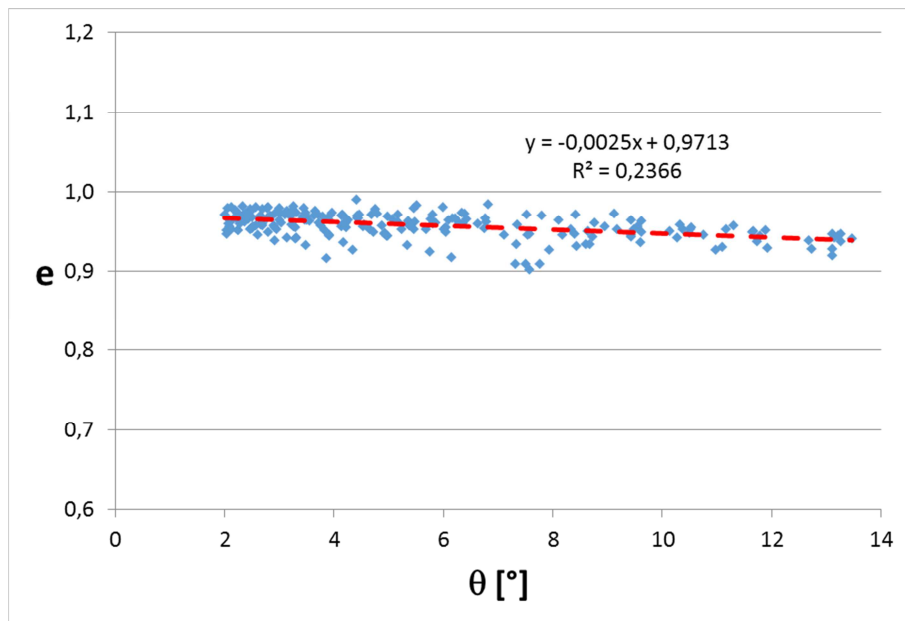


Figura 4.2.2.35: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12°, nell'intervallo di rotazione tra 2° e 12°. θ iniziale.

Determinate le trend line esse vengono plottate di seguito sui grafici riportanti i risultati delle vari prove eseguite unitamente al valore del coefficiente di restituzione determinato con le formulazioni teoriche.

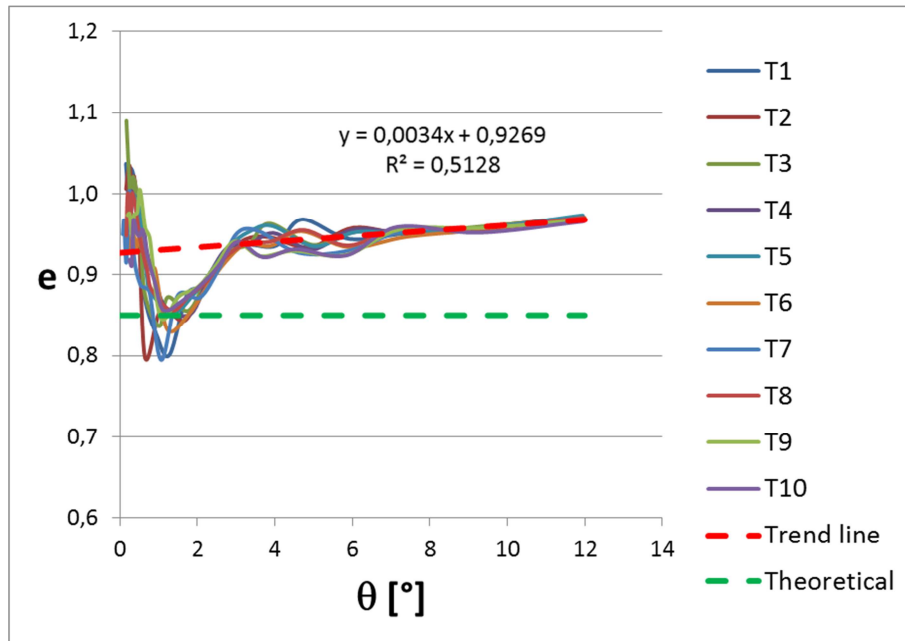


Figura 4.2.2.36: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12° , e confronto con il valore teorico. θ iniziale.

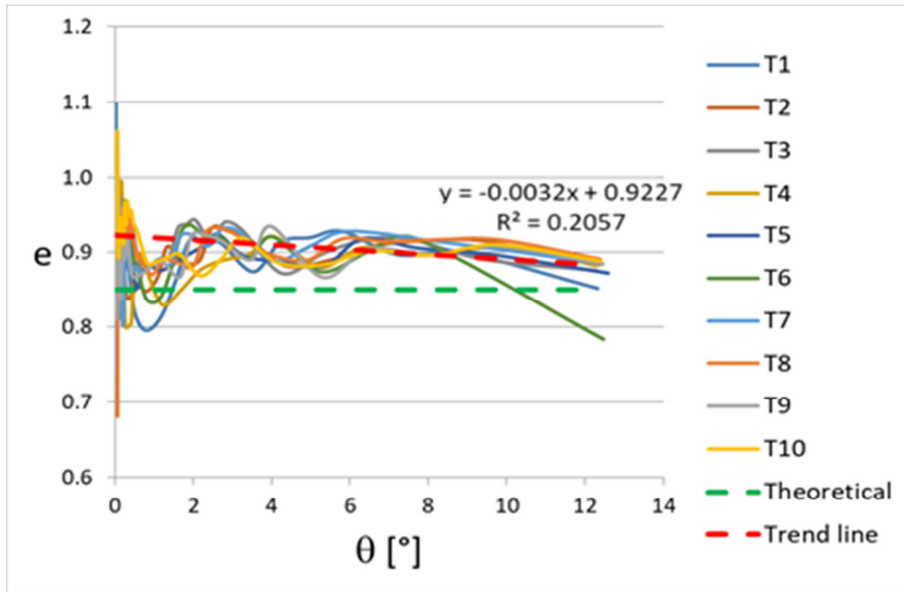


Figura 4.2.2.37: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12° , e confronto con il valore teorico. θ iniziale.

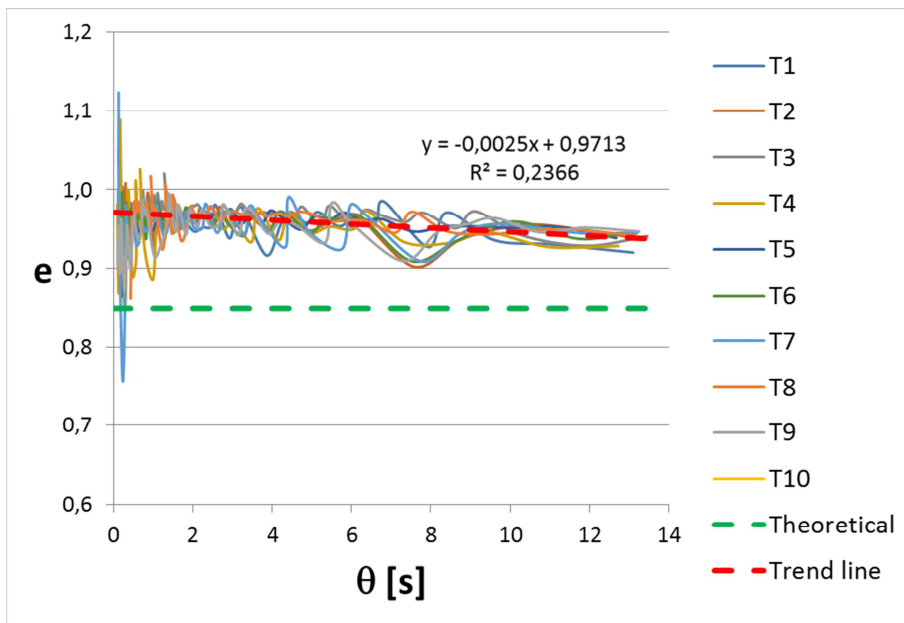


Figura 4.2.2.38: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12° , e confronto con il valore teorico. θ iniziale.

Dalla lettura dei grafici sopra riportati si evince che diagrammando il coefficiente di restituzione in funzione dell'angolo iniziale di rotazione del singolo ciclo, il coefficiente di determinazione R^2 che rappresenta l'errore della regressione lineare assume valori maggiori rispetto al caso precedente, segno che vi è una minore dispersione dei risultati.

Inoltre, ciò che risalta immediatamente all'occhio è che nella configurazione carta vetrata – cemento cellulare, con riferimento al tratto ad andamento lineare, vi è un cambiamento di tale andamento. Infatti mentre nel caso precedente il coefficiente di restituzione diminuiva all'aumentare dell'angolo di rotazione, plottando tale parametro in funzione dell'angolo di rotazione iniziale, esso cresce all'aumentare di θ .

Tuttavia si può ancora notare che per angoli di rotazione inferiori a 2° - 3° , vi è una forte dispersione del valore del coefficiente di restituzione. Tale risultato evidenzia chiaramente il ruolo delle imperfezioni locali nella caratterizzazione del comportamento dinamico globale. Inoltre si può notare dal grafico di sintesi seguente che nel caso di contatto del tipo cemento cellulare – cemento cellulare e cemento cellulare – legno le trend line del coefficiente di restituzione sono pressoché parallele mentre nel caso di contatto carta vetrata – cemento cellulare la retta di tendenza presenta stessa intercetta della trend line cemento cellulare – cemento cellulare, ma inclinazione opposta. Ciò quindi indica l'influenza della rigidità e della scabrezza dell'interfaccia nella determinazione del coefficiente di restituzione.

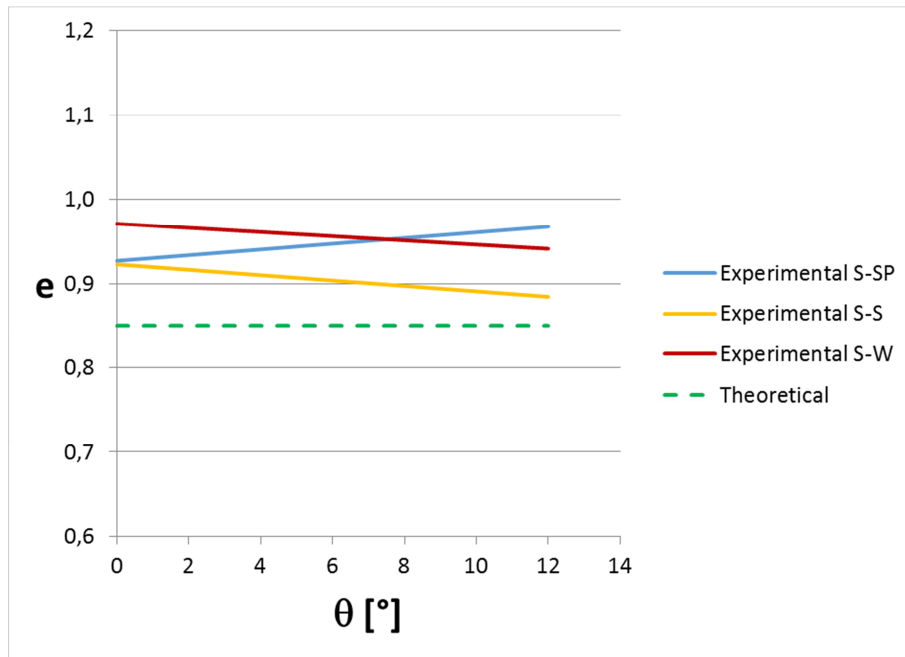


Figura 4.2.2.39: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di restituzione del valore teorico del coefficiente di restituzione con le linee di tendenza per le tre configurazioni di prova, nelle condizioni iniziali di 12° . θ iniziale.

Infine del grafico di sintesi si evince che il valore del coefficiente di restituzione determinato con le formule presenti in letteratura risulta sempre inferiore a quello determinato sperimentalmente per ogni configurazione di prova.

4.2.3. Stima del coefficiente di smorzamento equivalente, risultati ed osservazioni.

Facendo riferimento al diagramma rotazioni – tempo, ovvero alle time-history delle singole prove, esse possono essere assimilate ad un insieme di sinusoidi smorzate, ognuna delle quali può essere assimilata al comportamento di un oscillatore semplice equivalente. Pertanto, dopo aver determinato il periodo di oscillazione del singolo oscillatore semplice, è necessario determinare il coefficiente di smorzamento equivalente.

Tale parametro è stato valutato determinando preliminarmente l'abbattimento della risposta per ogni singolo ciclo come il rapporto tra il

valore dell'angolo di rotazione in corrispondenza del punto di minimo relativo ed il corrispondente valore in corrispondenza del punto di minimo assoluto. Tale rapporto è stato indicato con il simbolo η .

A partire dalla formulazione di Clough and Penzien (2003), che descrive appunto tale abbattimento nel caso di un oscillatore semplice, è possibile determinare, in maniera semplificata, il parametro ξ che rappresenta appunto il coefficiente di smorzamento equivalente.

$$\eta = e^{-\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}}$$

Dalla relazione precedente è possibile esprimere ξ in funzione di η attraverso semplici passaggi matematici di seguito riportati:

$$\ln \eta = -\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

$$(\ln \eta)^2 = \frac{4\pi^2\xi^2}{1-\xi^2}$$

$$(1-\xi^2)(\ln \eta)^2 = 4\pi^2\xi^2$$

$$\xi^2[4\pi^2 + (\ln \eta)^2] = (\ln \eta)^2$$

$$\xi^2 = \frac{(\ln \eta)^2}{4\pi^2 + (\ln \eta)^2}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{(\ln \eta)^2}{4\pi^2 + (\ln \eta)^2}}$$

Di seguito vengono riportati i grafici illustranti l'andamento del coefficiente di smorzamento equivalente sia al variare del tempo e sia al variare dell'angolo di rotazione medio del singolo ciclo per le diverse configurazioni di prova effettuate.

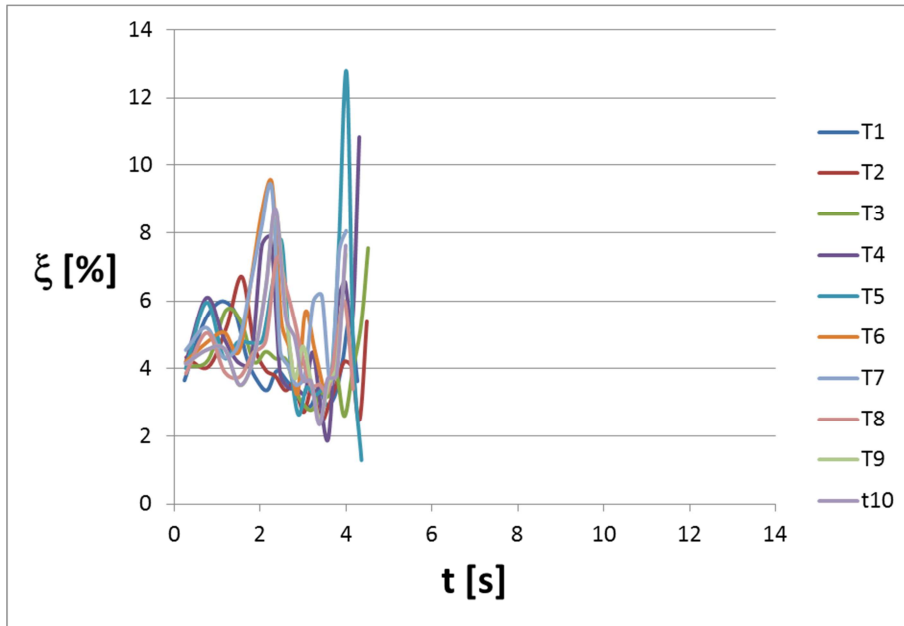


Figura 4.2.3.1: Diagramma tempo – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

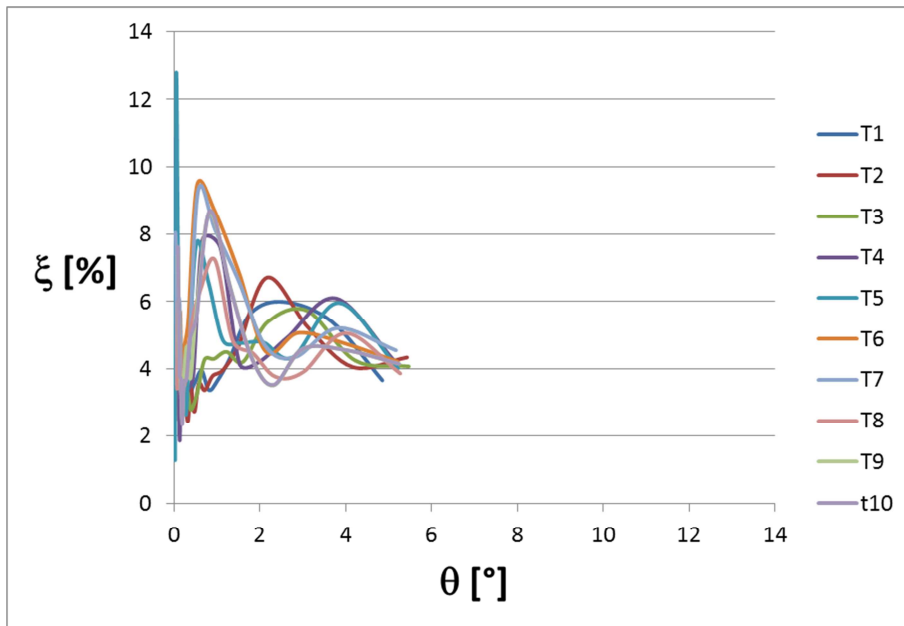


Figura 4.2.3.2: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

Facendo uno zoom nell'intervallo di esecuzione della prova, ovvero tra 0 - 6 secondi e 0° - 6°, si riesce a cogliere meglio il comportamento del sistema in termini di coefficiente di smorzamento equivalente.

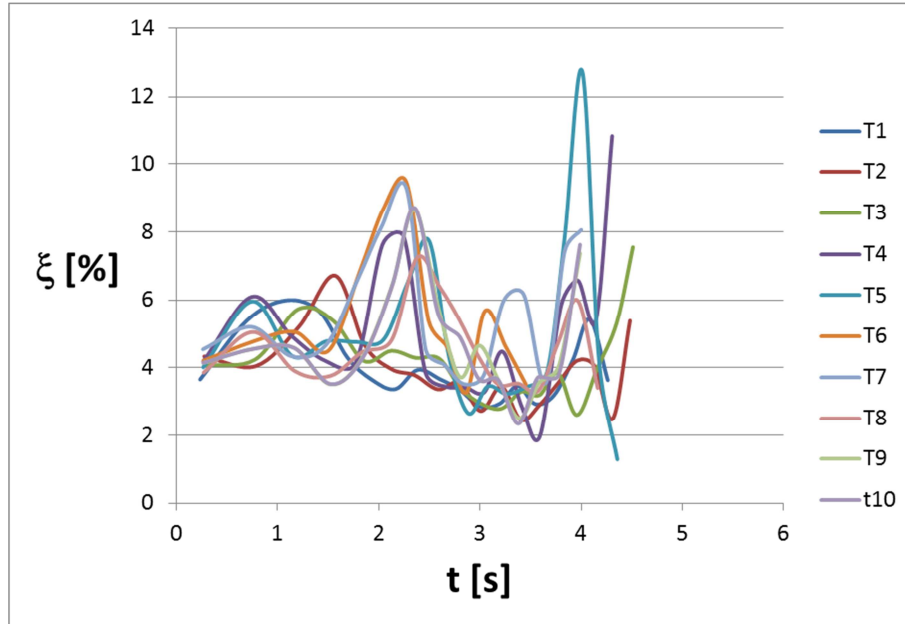


Figura 4.2.3.3: Diagramma tempo – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio. Intervallo temporale 0-6 secondi.

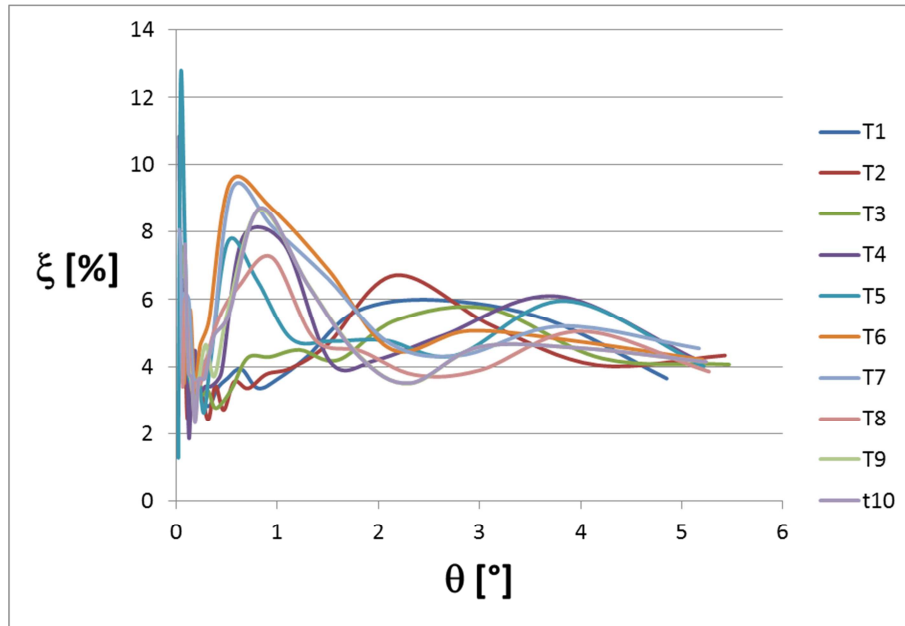


Figura 4.2.3.4: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio. Intervallo temporale 0-6 secondi.

Dalla figura precedente si può immediatamente osservare che per angoli di rotazione superiori a 2° i valori assunti dal coefficiente in esame variano in un range tra 3,8 e 6,9. Inoltre all'aumentare dell'angolo di rotazione il limite superiore di tale range tende a spostarsi verso il limite inferiore e quindi l'ampiezza dell'intervallo si riduce. Per valori invece dell'angolo di rotazione inferiori a 2° si può osservare una forte non linearità del sistema. Ciò evidenzia ancora una volta l'importanza e l'influenza delle imperfezioni locali nel comportamento dinamico del sistema.

Di seguito vengono illustrate le informazioni ricavate dalla configurazione di prova, con angolo di rotazione iniziale pari a 6°, cemento cellulare – cemento cellulare.

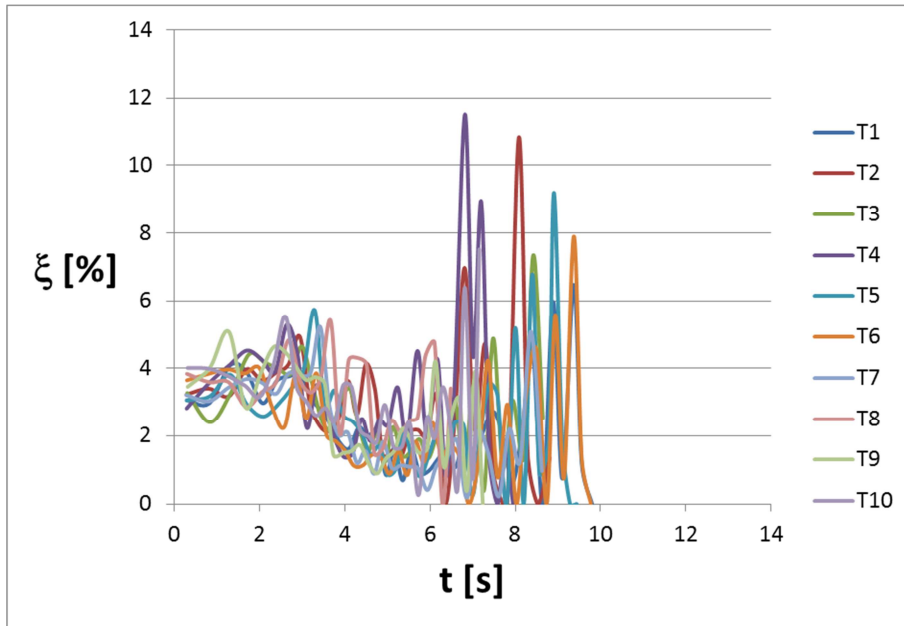


Figura 4.2.3.5: Diagramma tempo – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

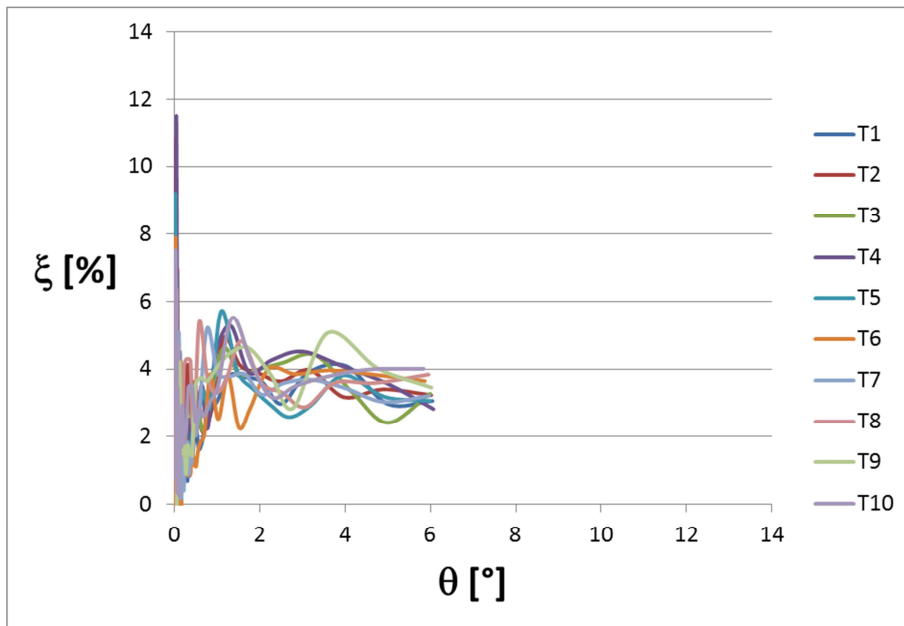


Figura 4.2.3.6: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6° . θ medio.

Come nel caso delle prove effettuate nella configurazione cemento cellulare – carta vetrata, anche in tal caso si applica uno zoom nell'intervallo di esecuzione della prova, ovvero tra 0 – 10 secondi e 0° - 7°, in maniera tale da cogliere al meglio il comportamento del sistema.

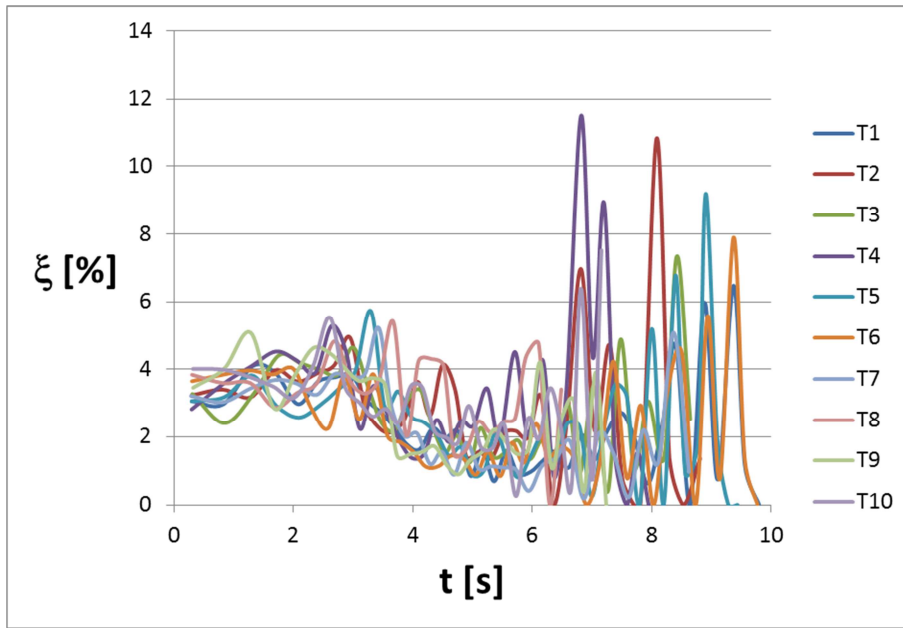


Figura 4.2.3.7: Diagramma tempo – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio. Intervallo temporale 0-10 secondi.

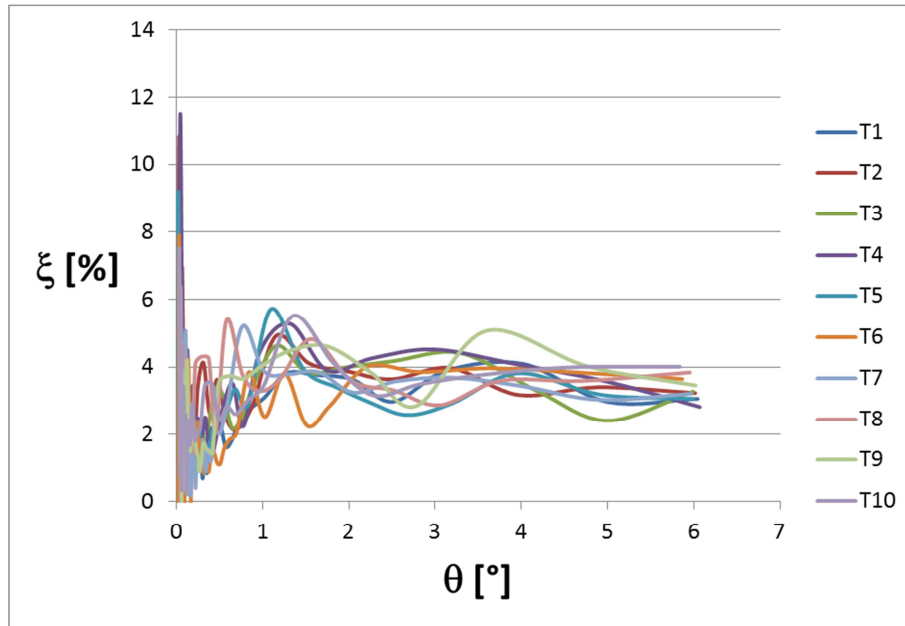


Figura 4.2.3.8: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio. Intervallo di rotazione 0°-6°.

Anche in tale configurazione di prova si può immediatamente osservare che per angoli di rotazione superiori a 2° i valori assunti dal coefficiente di smorzamento equivalente nei diversi test eseguiti presentano un andamento tendente al lineare, ad esclusione del test 9 (T9), e variano in un range tra 3 e 5. Per valori invece dell'angolo di rotazione inferiori a 2° si può osservare una forte non linearità del sistema. Ciò evidenzia ancora una volta l'importanza e l'influenza delle imperfezioni locali nel comportamento dinamico del sistema.

Successivamente vengono riportati, per ogni singola configurazione di prova effettuata con una condizione iniziale dell'angolo di rotazione pari a 12°, i diagrammi coefficiente di smorzamento equivalente – tempo ed i diagrammi coefficiente di smorzamento equivalente – rotazione media del singolo ciclo.

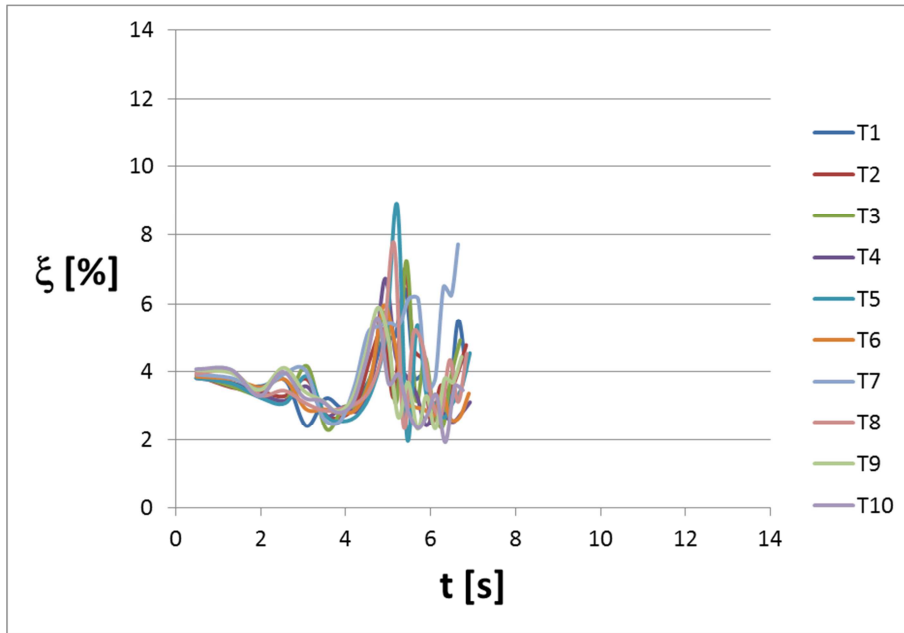


Figura 4.2.3.9: Diagramma tempo – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

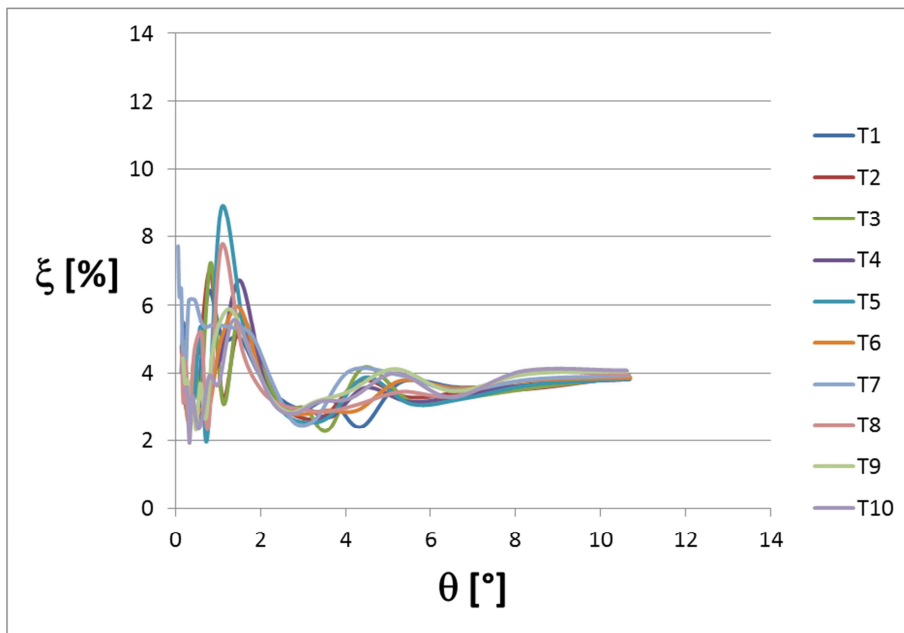


Figura 4.2.3.10: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

Per prove eseguite ponendo il blocco di cemento cellulare su una tavola di legno con interposta della carta vetrata ad elevata rugosità si osserva che il coefficiente di smorzamento equivalente, per angoli di rotazione superiori a circa 3° , un andamento assimilabile a lineare con valori crescenti all'aumentare dell'angolo di rotazione.

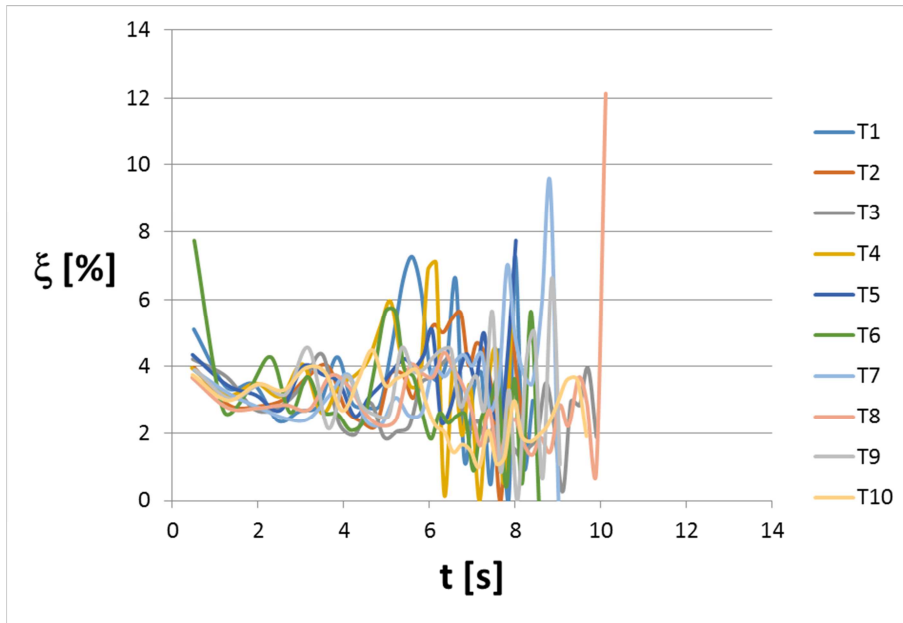


Figura 4.2.3.11: Diagramma tempo – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

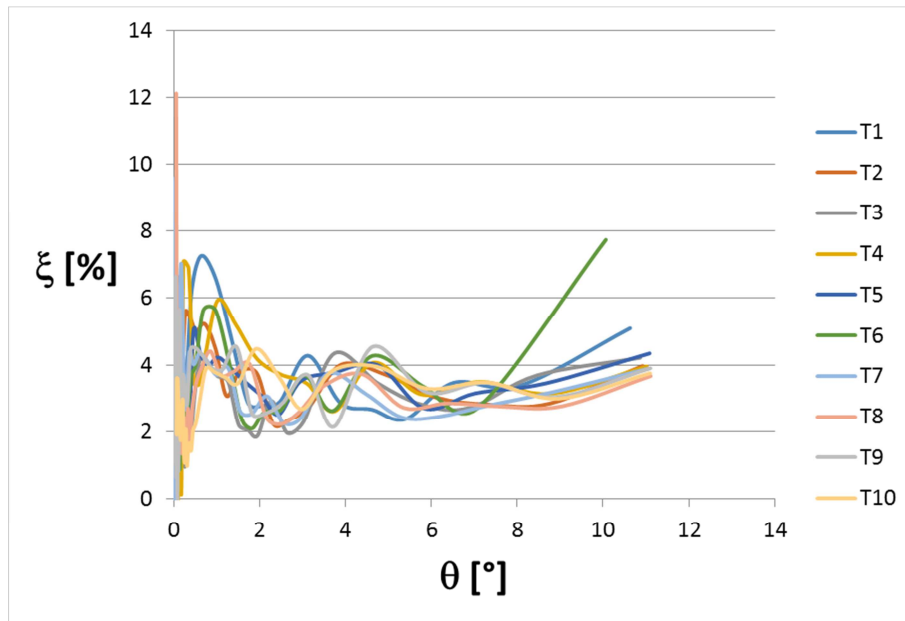


Figura 4.2.3.12: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

Invece, per prove eseguite ponendo il blocco di cemento cellulare su un elemento dello stesso materiale si osserva che il coefficiente di smorzamento equivalente, per angoli di rotazione superiori a circa 3°, presenta, come nel caso precedente ma in maniera meno accentuata, un andamento assimilabile a lineare con valori crescenti all'aumentare dell'angolo di rotazione.

Come per il periodo di oscillazione e per il coefficiente di restituzione, anche per il coefficiente di smorzamento equivalente sono state determinate le trend line delle singole prove effettuate al fine di poterle confrontare tra di loro. In tal caso, però, le linee di tendenza sono state determinate tenendo conto solo ed esclusivamente delle zone del diagramma coefficiente di smorzamento – angolo di rotazione che presentano un andamento assimilabile al lineare e quindi escludendo le zone di tale diagramma in cui si ha una forte dispersione del valore assunto da tale coefficiente, che, quindi, risulta maggiormente influenzato dalle imperfezioni locali.

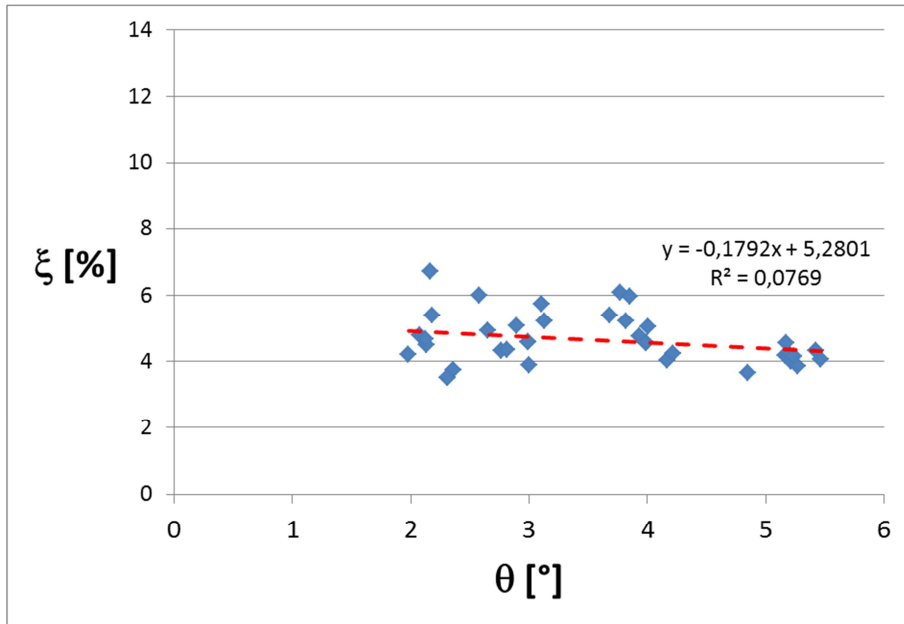


Figura 4.2.3.13: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°, nell’intervallo di rotazione tra 2° e 6°. θ medio.

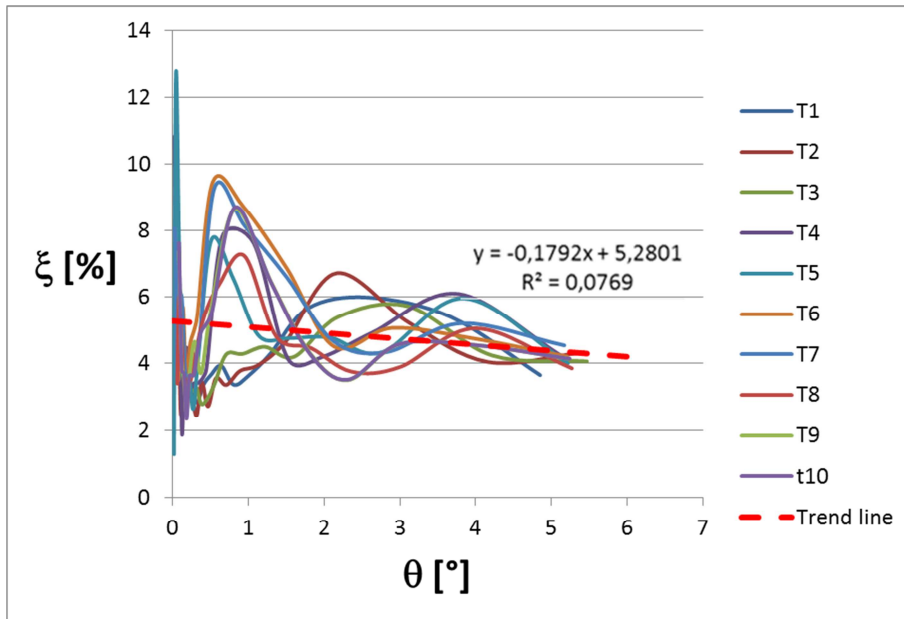


Figura 4.2.3.14: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. Intervallo di rotazione tra 0° e 7°. θ medio.

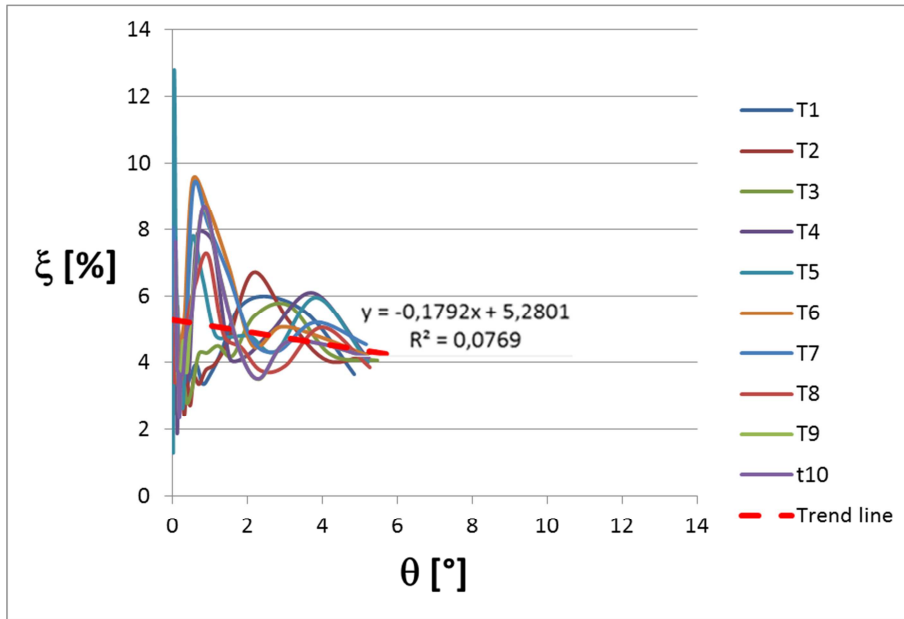


Figura 4.2.3.15: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio.

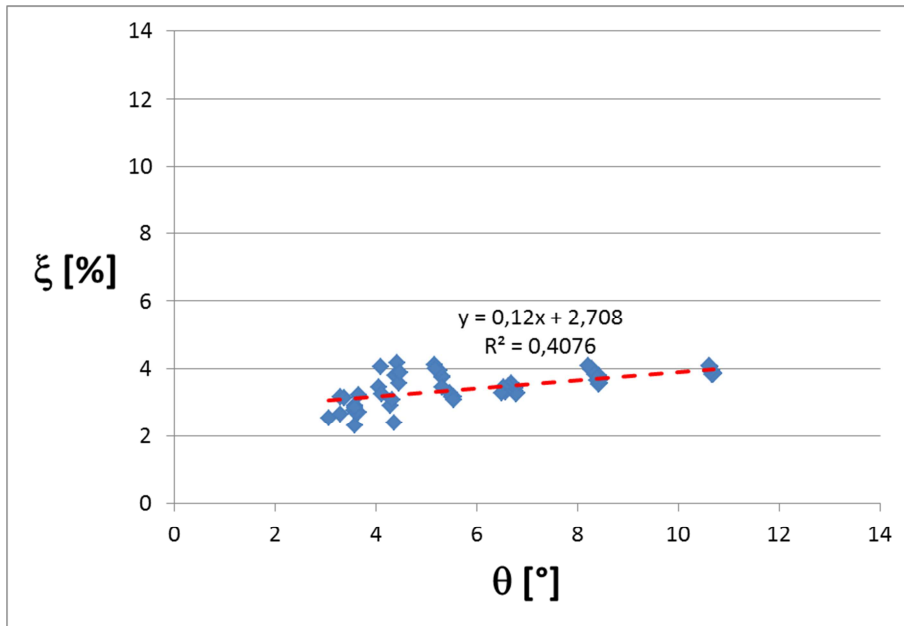


Figura 4.2.3.16: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°, nell'intervallo di rotazione tra 3° e 6°. θ medio.

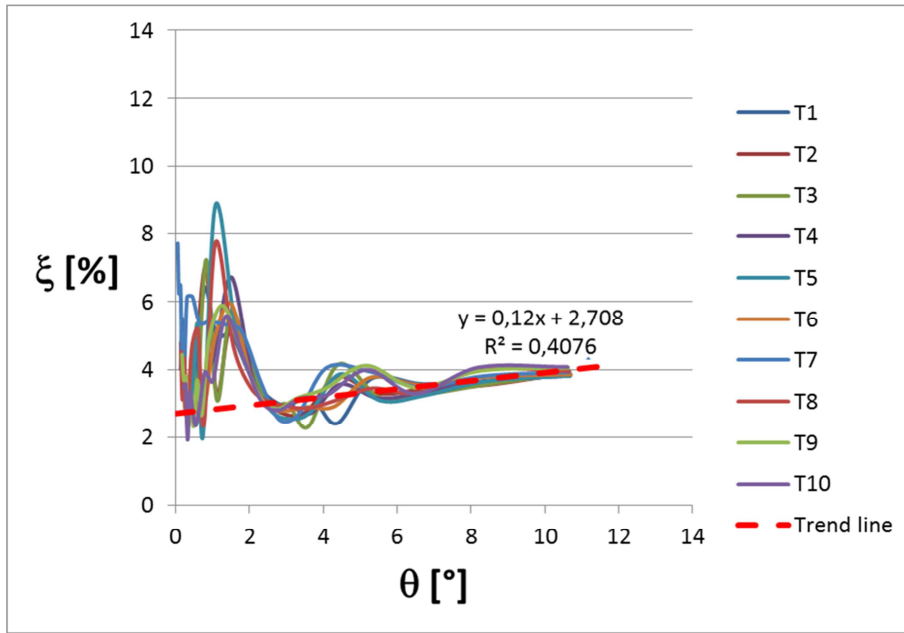


Figura 4.2.3.17: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ medio.

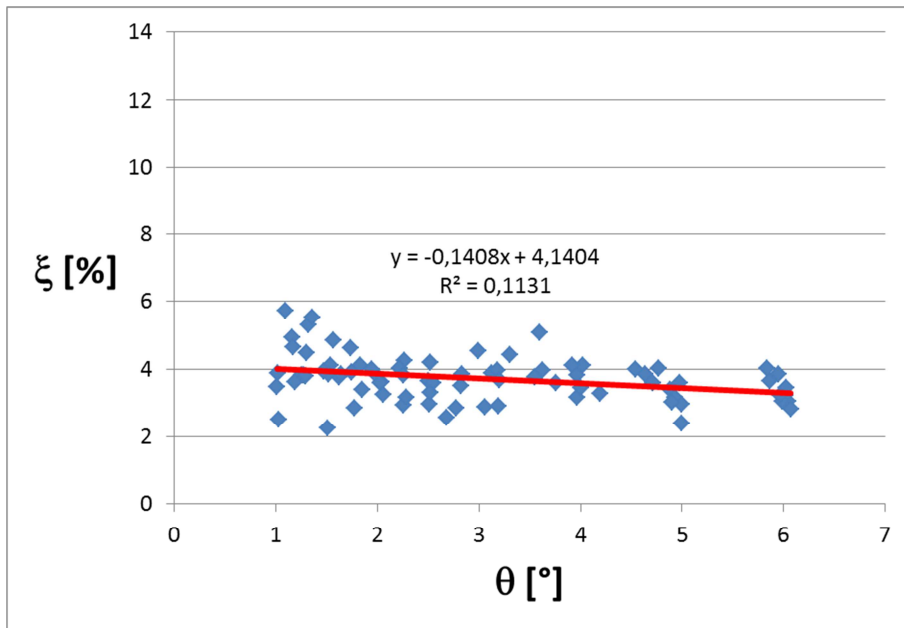


Figura 4.2.3.18: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°, nell'intervallo di rotazione tra 1° e 6°. θ medio.

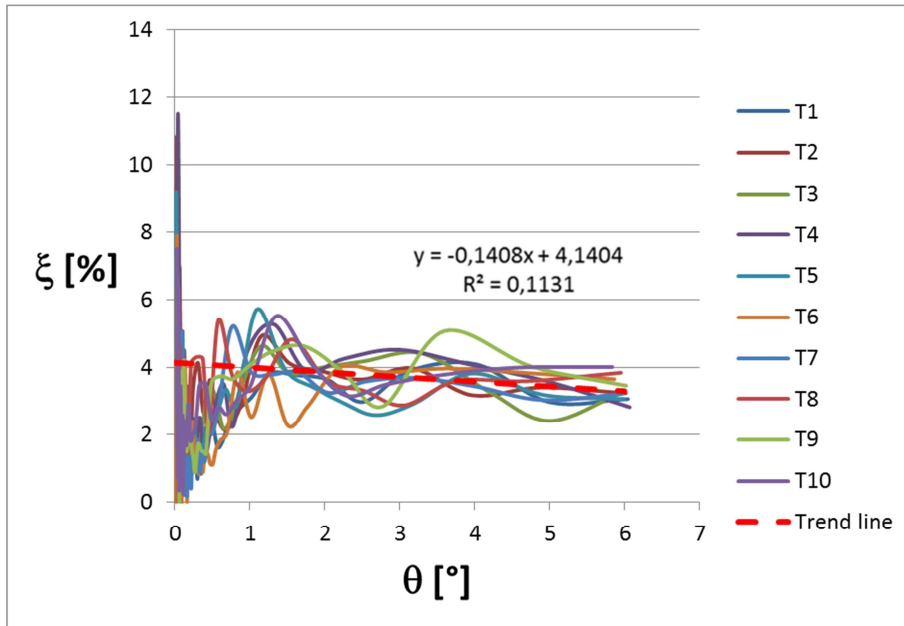


Figura 4.2.3.19: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. Intervallo di rotazione tra 0° e 7°. θ medio.

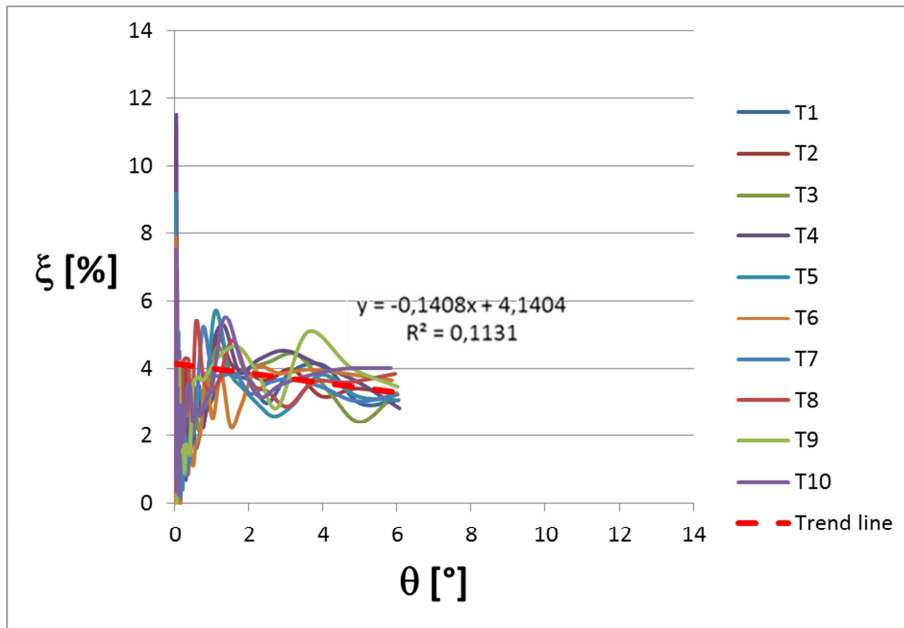


Figura 4.2.3.20: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 6°. θ medio.

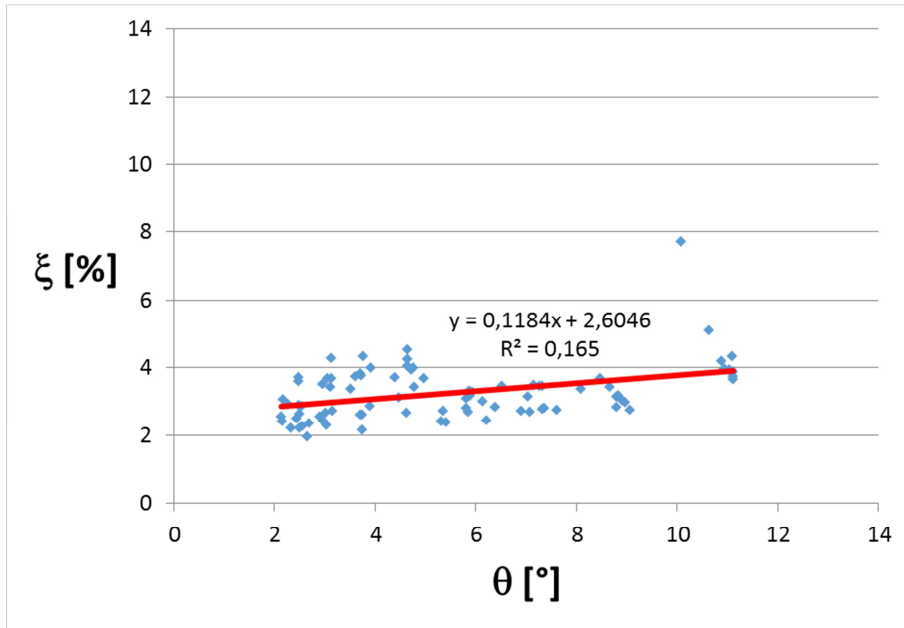


Figura 4.2.3.21: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12° , nell'intervallo di rotazione tra 2° e 12° . θ medio.

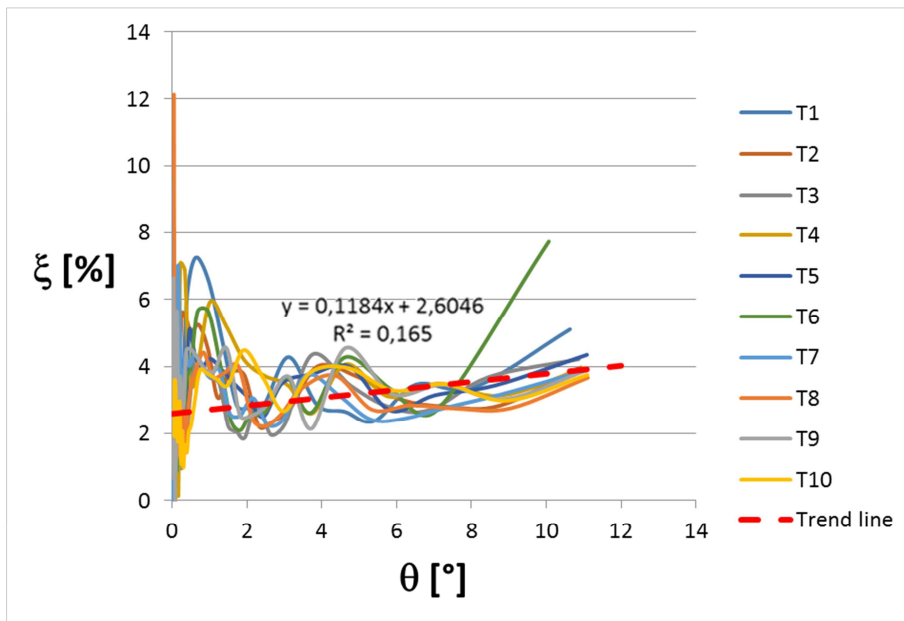


Figura 4.2.3.22: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ medio.

Di seguito vengono riportati dei diagrammi riassuntivi nei quali vengono plottate solo le trend line delle singole prove eseguite.

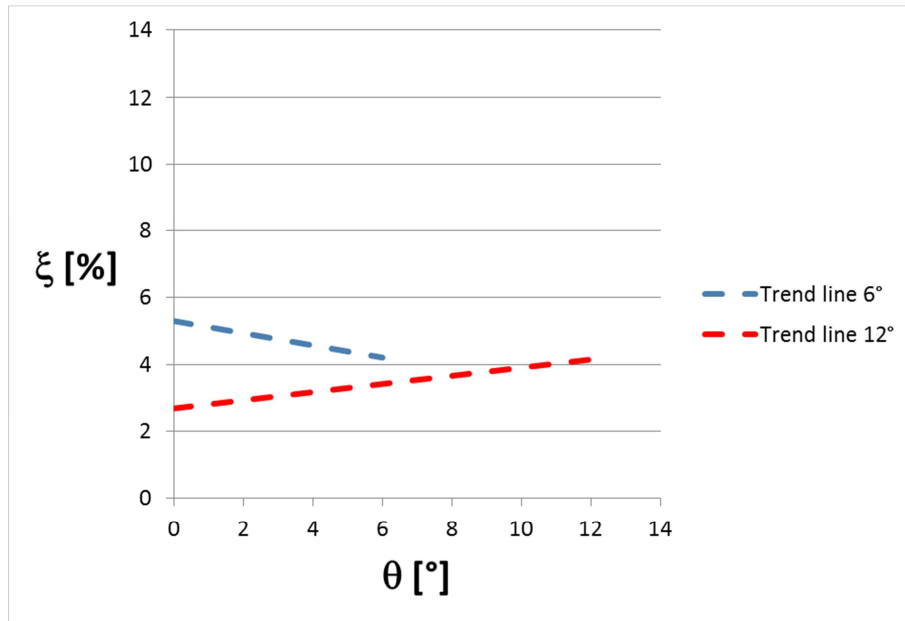


Figura 4.2.3.23: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente delle linee di tendenza per le configurazioni di prova carta vetrata – cemento cellulare nelle condizioni iniziali di 6° e 12°. θ medio.

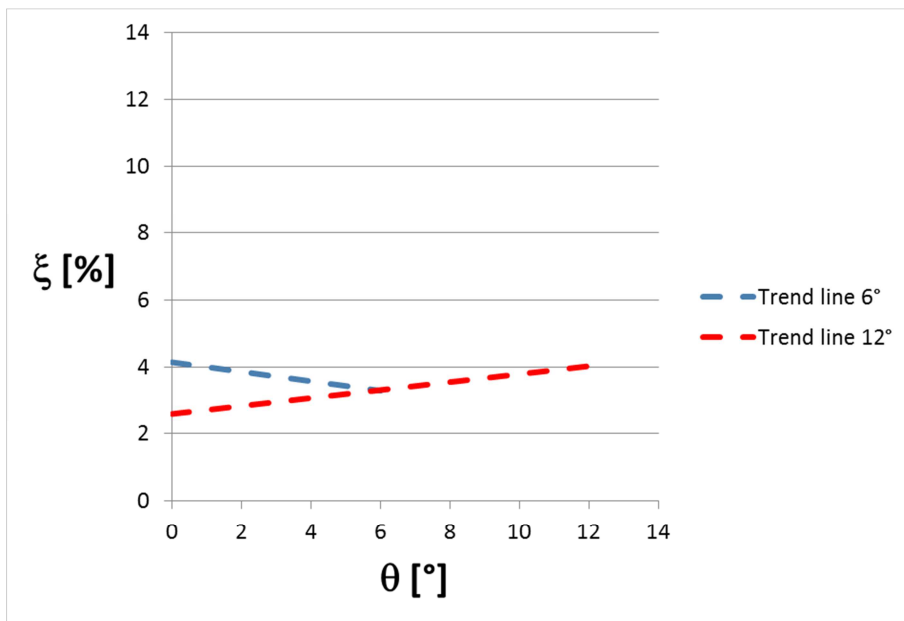


Figura 4.2.3.24: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente delle linee di tendenza per le configurazioni di prova cemento cellulare – cemento cellulare nelle condizioni iniziali di 6° e 12°. θ medio.

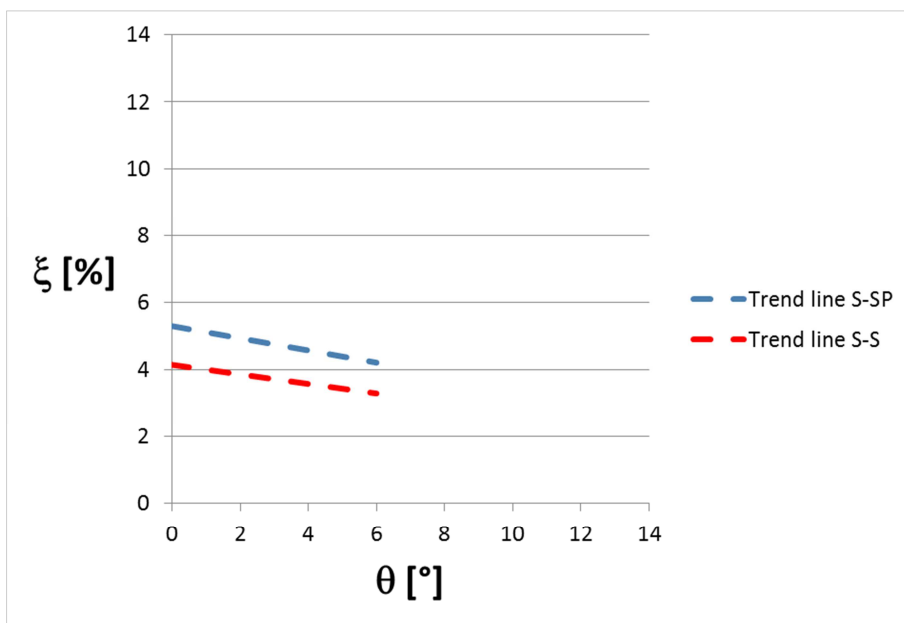


Figura 4.2.3.25: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente delle linee di tendenza per le configurazioni di prova carta vetrata – cemento cellulare e cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 6°. θ medio.

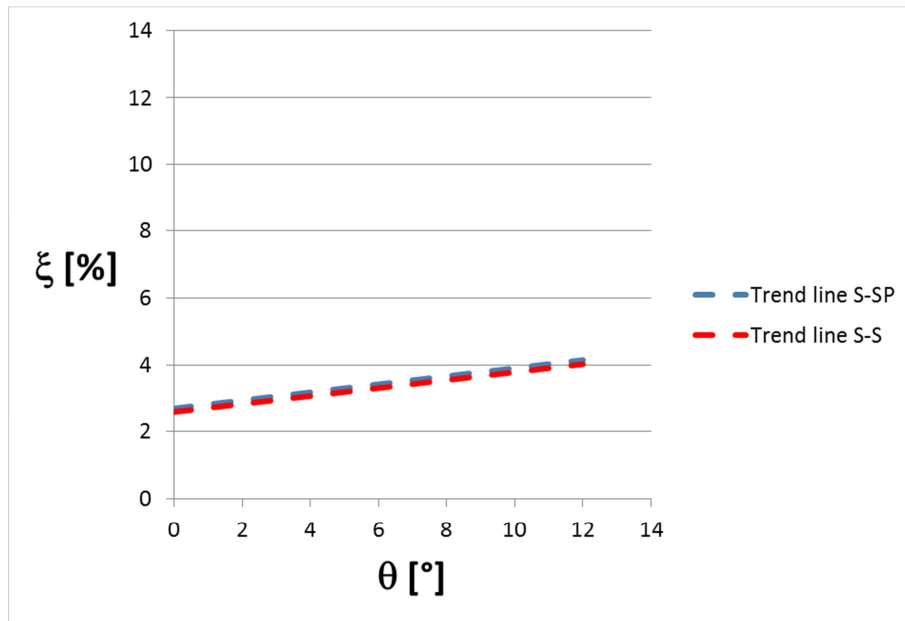


Figura 4.2.3.26: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente delle linee di tendenza per le configurazioni di prova carta vetrata – cemento cellulare e cemento cellulare – cemento cellulare, nelle condizioni iniziali di 12° . θ medio.

Dalle figure precedenti, dove “S” sta per cemento cellulare, “SP” sta per sandpaper, ovvero carta vetrata, emerge immediatamente che l’andamento del coefficiente di smorzamento equivalente risulta, come per il coefficiente di restituzione, strettamente influenzato dal valore dell’angolo di rotazione iniziale, infatti per valori dell’angolo di rotazione iniziale pari a 6° , sia nella configurazione carta vetrata – cemento cellulare e sia nella configurazione cemento cellulare – cemento cellulare, il coefficiente di smorzamento equivalente decresce all’aumentare dell’angolo di rotazione. Viceversa per le configurazioni con angolo di rotazione iniziale pari a 12° il coefficiente di restituzione presenta un andamento crescente all’aumentare dell’angolo di rotazione. Inoltre si può notare che per prove eseguite con una condizione iniziale dell’angolo di rotazione pari a 12° , le trend line delle due diverse condizioni di prova all’interfaccia risultano quasi coincidenti, quasi ad indicare che il coefficiente di smorzamento equivalente non dipende dal tipo di materiale su cui è posto il blocco. Invece per prove eseguite con una condizione iniziale dell’angolo di rotazione pari a 6° le trend line risultano pressoché

parallele ma presentano intercetta differenti, ovvero circa 5,28 nel caso di contatto carta vetrata – cemento cellulare e 4,14 nel caso in cui la base su cui poggia il blocco sia costituita dallo stesso materiale di cui è costituito il blocco stesso, ovvero cemento cellulare.

Pertanto è possibile concludere che per configurazioni caratterizzate da un basso valore dell'angolo di rotazione iniziale, il coefficiente di smorzamento equivalente risulta influenzato dal tipo di superficie all'interfaccia tra blocco e base di appoggio. Viceversa per configurazioni di prova caratterizzate da un elevato valore dell'angolo di rotazione iniziale, il tipo di materiale all'interfaccia non influenza l'andamento del coefficiente di smorzamento equivalente all'aumentare dell'angolo di rotazione. In fine tale parametro, a parità di materiale all'interfaccia, risulta fortemente dipendente, dal valore dell'angolo iniziale di rotazione.

Nei paragrafi precedenti, il periodo di oscillazione ed il coefficiente di restituzione sono stati prima diagrammati in funzione dell'angolo di rotazione medio del singolo ciclo, e successivamente in funzione dell'angolo iniziale del ciclo stesso. Tale operazione sarà svolta anche per il coefficiente di smorzamento equivalente al fine di verificare se ciò conduce a trend lineari che presentano dispersioni inferiori rispetto a quanto illustrato in precedenza. A titolo esemplificativo verranno plottate solo le configurazioni di prova con angolo di rotazione iniziale pari a 12° . Tuttavia al fine di valutare anche l'influenza del parametro in esame dalla tipologia di interfaccia, verranno plottati anche i risultati di una sperimentazione eseguita poggiando il blocco in cemento cellulare su una tavola di legno caratterizzata da una bassa scabrezza della superficie.

Di seguito vengono riportati i diagrammi coefficiente di smorzamento equivalente – angolo di rotazione per le tre diverse configurazioni di prova con angolo iniziale di rotazione pari a 12° .

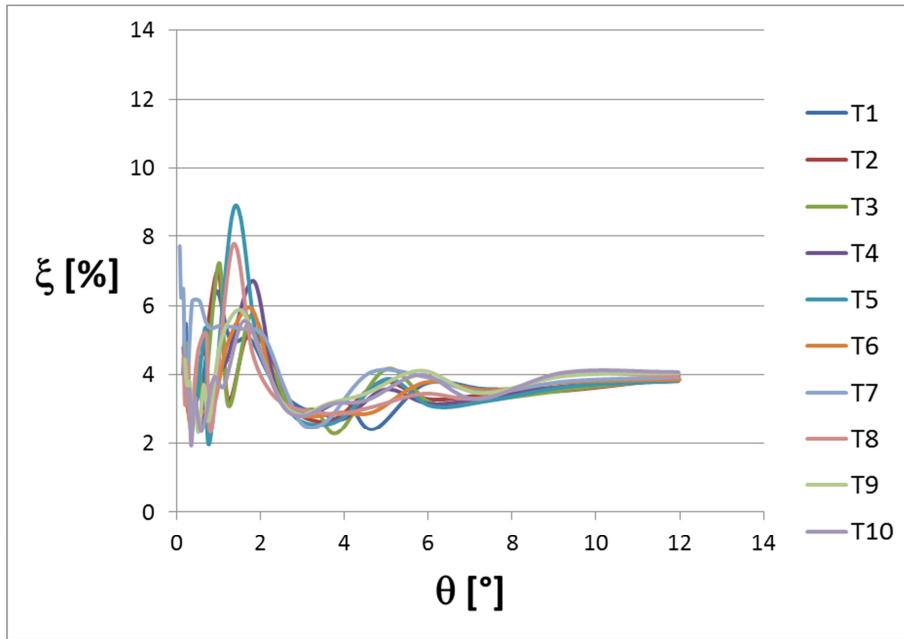


Figura 4.2.3.27: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

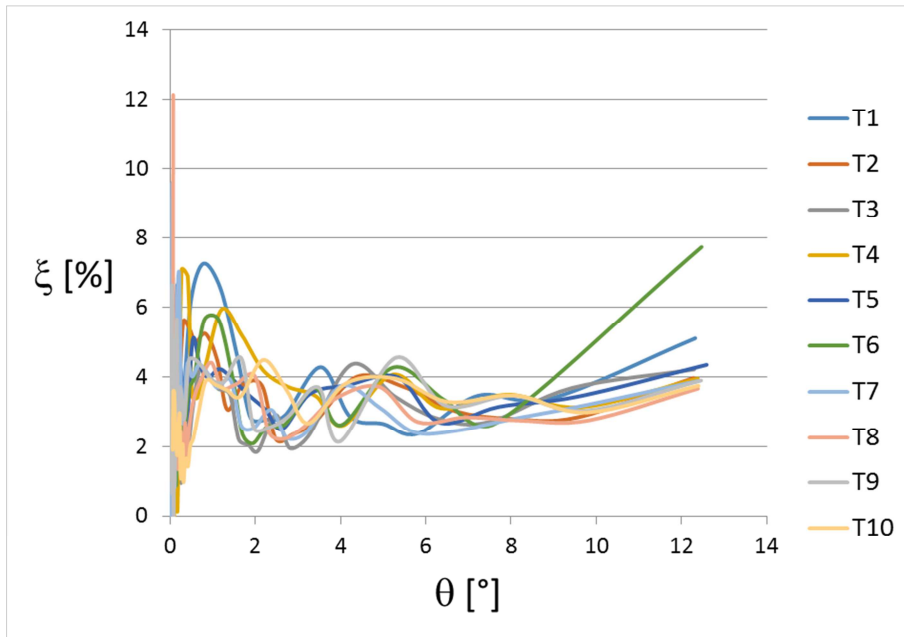


Figura 4.2.3.28: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

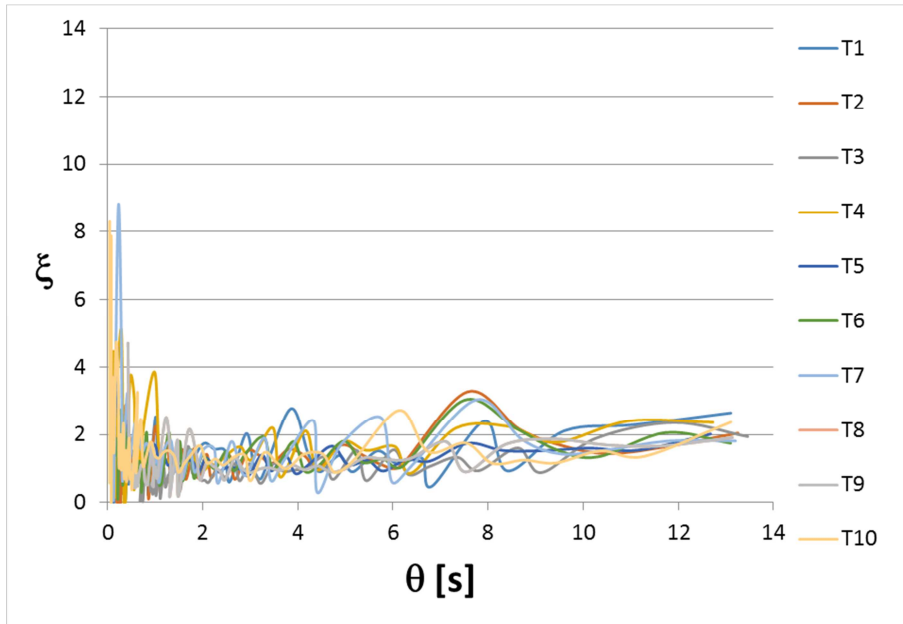


Figura 4.2.3.29: Diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ iniziale.

Dalle figure precedenti emerge che variando l'angolo di rotazione di riferimento non vi è un sostanziale cambiamento dell'andamento del coefficiente di smorzamento equivalente al variare dell'angolo di rotazione. Tuttavia, di seguito vengono determinate le trend line delle tre diverse configurazioni di prova.

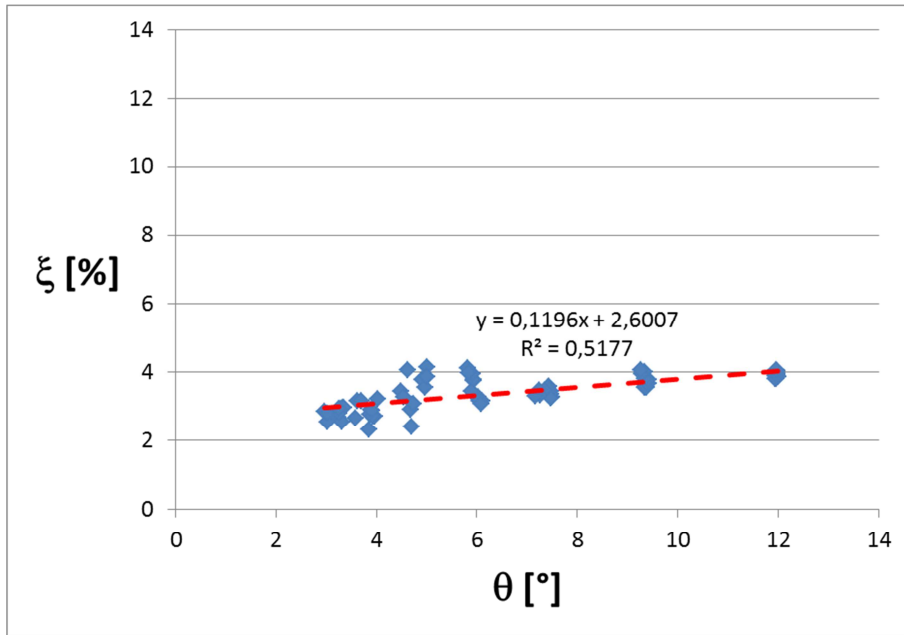


Figura 4.2.3.30: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12° , nell'intervallo di rotazione tra 3° e 12° . θ iniziale.

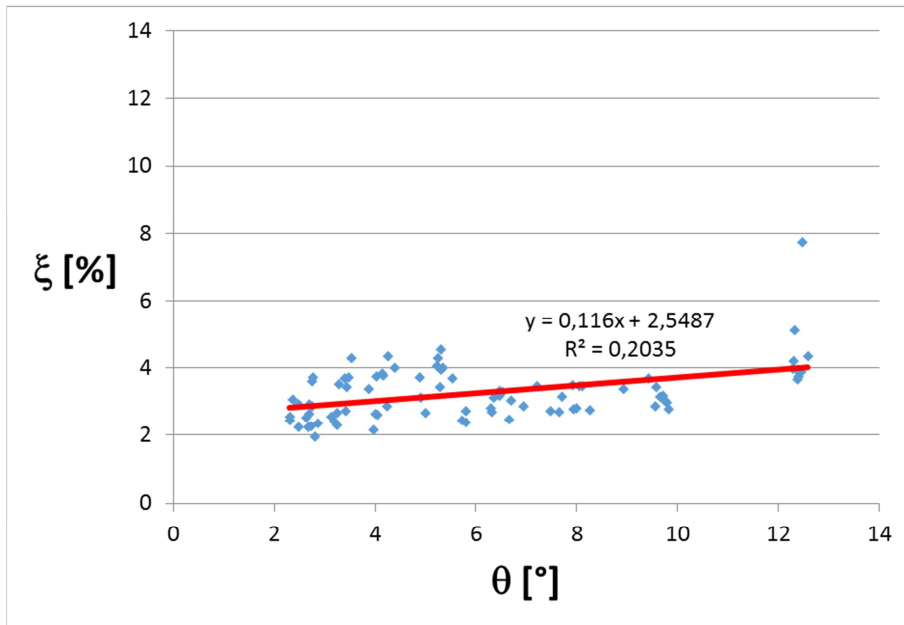


Figura 4.2.3.31: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12° , nell'intervallo di rotazione tra 2° e 12° . θ iniziale.

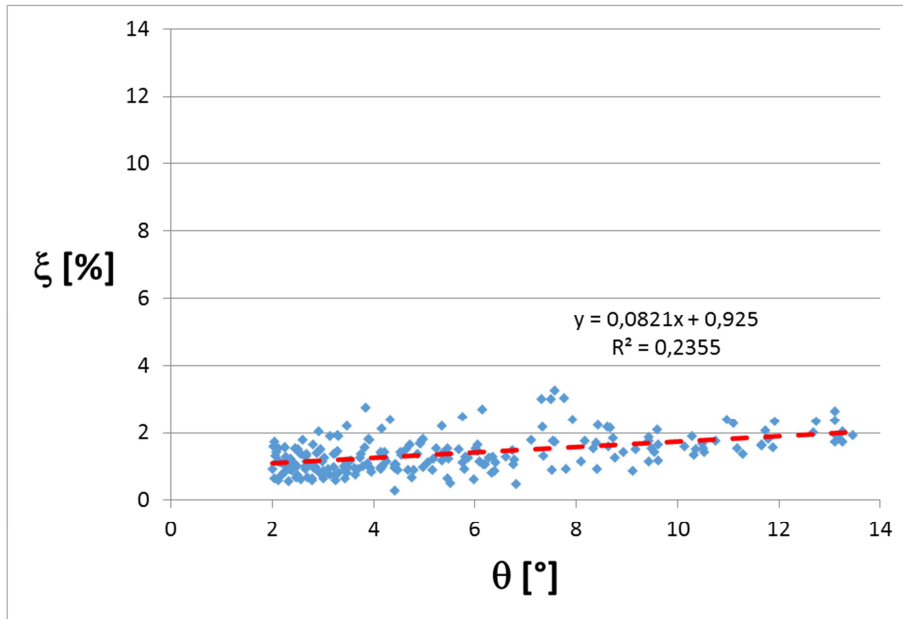


Figura 4.2.3.32: Determinazione della trend line nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12° , nell'intervallo di rotazione tra 2° e 12° . θ iniziale.

Come di può chiaramente constatare, anche se l'andamento delle trend line non ha subito grossi cambiamenti, l'errore commesso nella linearizzazione, in termini di dispersione, risulta inferiore rispetto al caso precedente in quanto il coefficiente R^2 assume valori maggiori.

Di seguito vengono riportati i grafici illustranti l'andamento del coefficiente di smorzamento equivalente al variare dell'angolo di rotazione nelle tre diverse configurazioni di prova sui quali viene plottata anche la trend line della configurazione in esame.

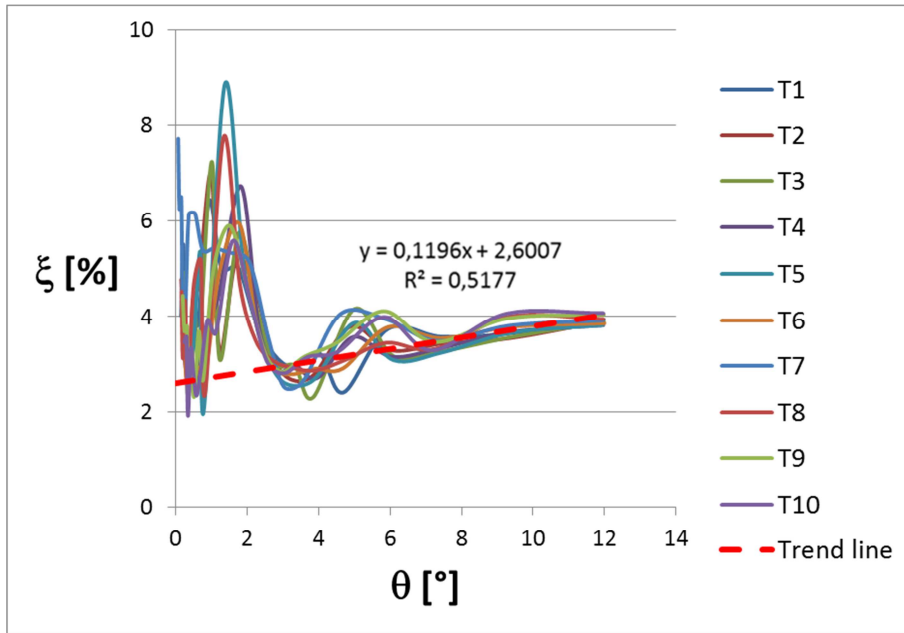


Figura 4.2.3.33: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova carta vetrata – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

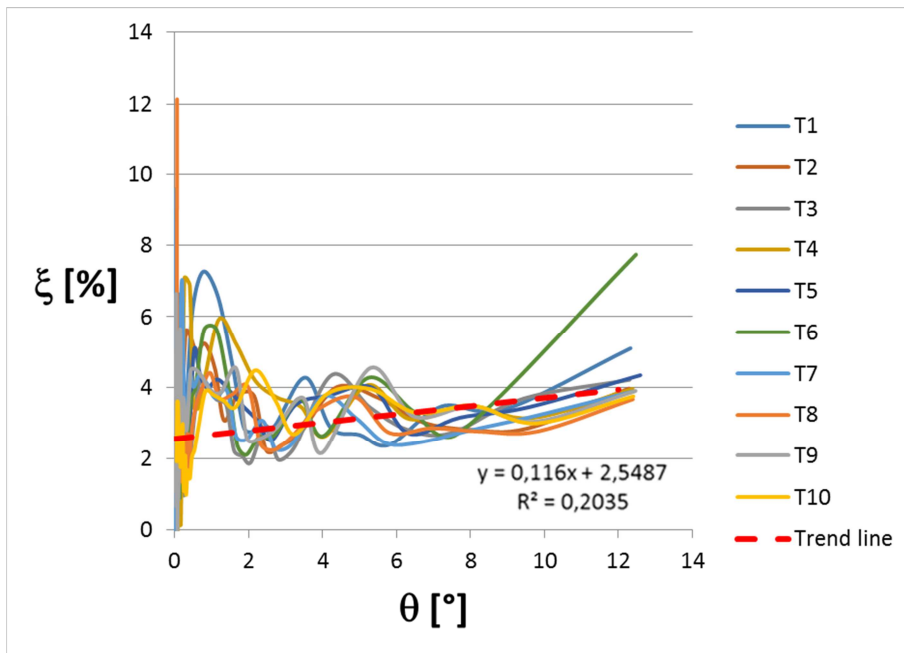


Figura 4.2.3.34: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova cemento cellulare – cemento cellulare, condizione iniziale 12°. θ iniziale.

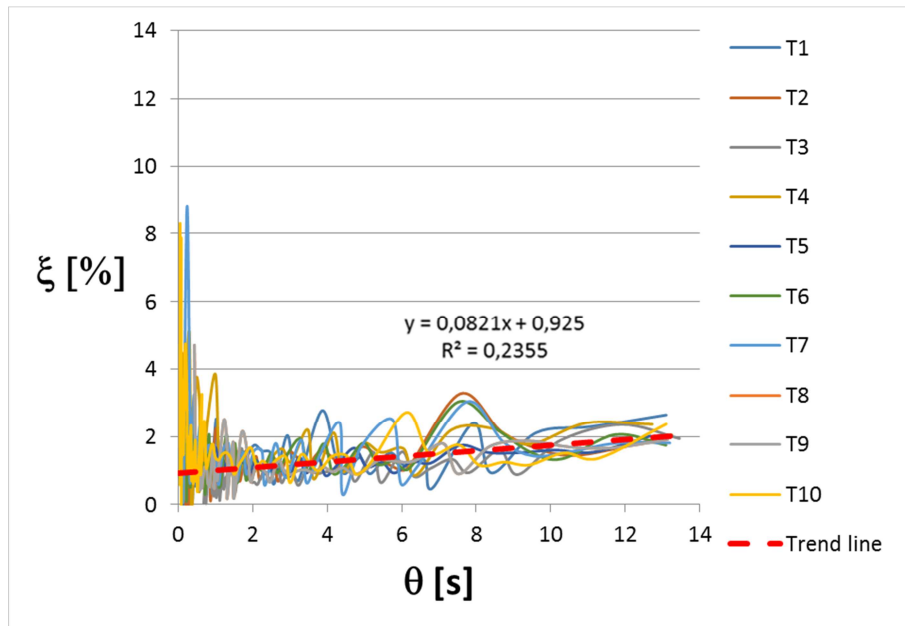


Figura 4.2.3.35: Sovrapposizione nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente della trend line ai test eseguiti per la configurazione di prova legno – cemento cellulare, condizione iniziale 12° . θ iniziale.

Dal grafico di sintesi si può osservare che le trend line rappresentative delle configurazioni di prova carta vetrata – cemento cellulare e cemento cellulare – cemento cellulare, come nel caso precedente in cui il coefficiente di smorzamento equivalente è stato diagrammato in funzione dell'angolo di rotazione medio del singolo ciclo, risultano pressoché coincidenti ed il coefficiente di smorzamento cresce all'aumentare dell'angolo di rotazione. Invece, per la configurazione di prova caratterizzata dal più basso valore del coefficiente di attrito tra il blocco e la superficie di appoggio (μ pari a circa 0,32), ovvero la configurazione di prova in cui il blocco in cemento cellulare è posto su una tavola di legno, la trend line risulta grosso modo parallela alle linee di tendenza delle altre configurazioni di prova ma con valori dell'intercetta molto più bassi.

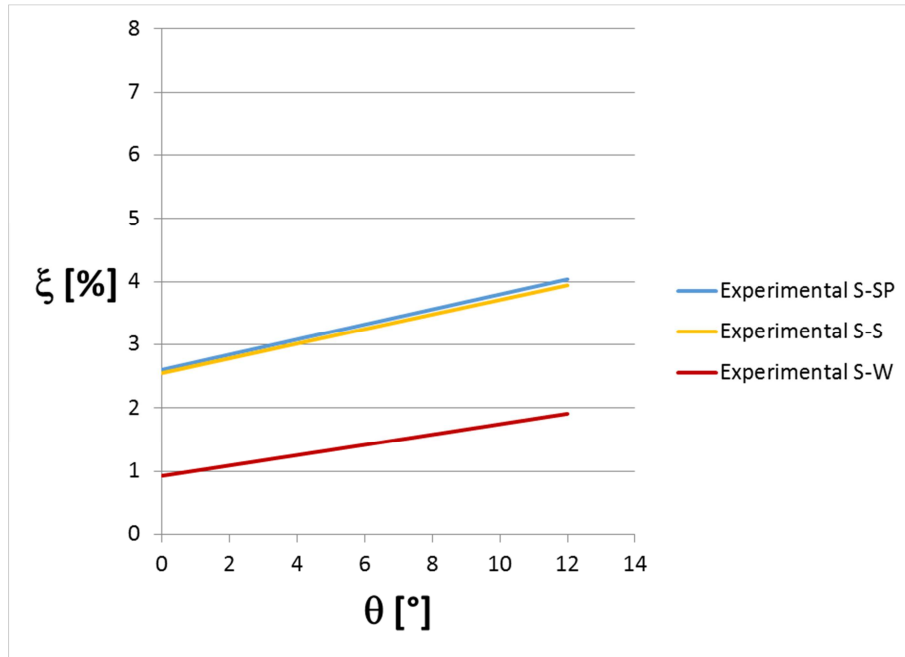


Figura 4.2.3.36: Confronto nel diagramma rotazione – coefficiente di smorzamento equivalente delle linee di tendenza per le tre configurazioni di prova, nelle condizioni iniziali di 12°. θ iniziale.

Ciò evidenzia ancora una volta che il tipo di interfaccia influenza il comportamento dinamico del blocco. In particolare, il coefficiente di smorzamento equivalente aumenta all'aumentare dell'attrito all'interfaccia tra il blocco e la superficie di appoggio dello stesso.

5. Prove sperimentali in sito.

Una più ampia ed approfondita conoscenza del bene oggetto di studio, risulta un aspetto assolutamente necessario e di particolare importanza prima di implementare qualsiasi tipo di analisi ed azione rivolta alla conservazione del manufatto oggetto di studio.

Nell'ambito delle attività di ricerca in corso condotte dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno, sono state effettuate una serie di rilievi ed indagini sperimentali in sito che hanno avuto come oggetto le aree interne ed esterne al Tempio di Nettuno ubicato all'interno del Parco Archeologico di Paestum (coordinate geografiche WGS84 del sito 40.420088° N - 15.005459° E) nel territorio comunale di Capaccio (SA). Parte della campagna sperimentale eseguita confluisce nell'ambito del il progetto "TeSSPACS" - Tendon System for Seismic Protection of Antique Column Structures, promosso dalla Soprintendenza Archeologia, belle arti e paesaggio per le province di Salerno e Avellino insieme con il museo archeologico nazionale di Paestum ed in collaborazione con le Università di Salerno e di Kassel (Germania).

Sono stati effettuati rilievi architettonici e strutturali con differenti tipologie e tecniche di rilevamento 3D (F. Fiorillo, F. Remondino, S. Barba, A. Santoriello, CB De Vita, A. Casellato, 2013). Ad esempio, sono state integrate acquisizioni fotogrammetriche e scansioni laser terrestri (TLS) per sfruttare i vantaggi delle tecniche di rilevamento 3D e produrre modelli digitali, orto-immagini, mappe e altre rappresentazioni geometriche utili per scopi turistici, archeologici, architettonici e culturali. I risultati 3D ottenuti sono stati, quindi, confrontati con le rappresentazioni storiche per mostrare l'alta qualità di tali antichi rilievi effettuati a mano.



Figura 5.1: Rilievo con drone ed elaborazione dati.

Sono state effettuate, inoltre, numerose indagini sperimentali in sito aventi come oggetto una migliore interpretazione e conoscenza delle strutture del tempio poste al di sotto dello stilobate, quindi non visibili all'osservatore, e della geologia dell'area ove è ubicato il tempio.

Inoltre sono state eseguite una serie di prospezioni del sottosuolo utilizzando metodologie di indagine differenti, ovvero, indagini GPR (Ground Probing Radar), indagini geoelettriche (tomografia e MASW) e geognostiche. Ognuna di tali metodologie di indagine è in grado di fornire una serie di informazioni che andranno confrontate ed integrate con le altre in previsione di una modellazione integrale del monumento e del suo substrato dal punto di vista del comportamento statico e dinamico dello stesso, ovvero della risposta del monumento alle sollecitazioni sismiche.

A tale scopo, oltre alle attività di indagine sopra descritte, nell'ambito delle attività di ricerca e del progetto TeSSPACS (Tendon System for Seismic Protection of Antique Column Structures), sono state effettuate attività di monitoraggio delle strutture del tempio di Nettuno, che hanno previsto l'installazione di due accelerometri posti rispettivamente in corrispondenza dello stilobate e della sommità della trabeazione, al fine di investigare il comportamento dinamico del tempio ed individuare preliminarmente alcuni dei parametri dinamici descrittivi il comportamento dello stesso, come ad esempio le frequenze di vibrazione caratterizzate da un maggior contenuto energetico. (F. Sicignano, 2014).

Nei paragrafi seguenti si passerà a descrivere in primis la geologia della piana del Sele e successivamente verranno descritte in dettaglio le indagini eseguite in sito.

5.1. Geologia della piana del Sele.

La piana del Sele è una piana alluvionale che occupa una depressione strutturale ,ad andamento SW/NE, che si prolunga a mare nel golfo di Salerno. Questa depressione tettonica, individuata forse già nel Tortoniano, ha subito una intensa subsidenza durante il Plio-Pleistocene; pozzi per ricerche petrolifere, sia a terra che a mare, indicano i valori della subsidenza, per gli ultimi due milioni di anni.

Tale subsidenza ha permesso la deposizione di notevoli spessori, oltre il migliaio di metri, di depositi di conoide alluvionale con facies di regola grossolana, noti come Conglomerati di Eboli. Questi depositi affiorano ampiamente lungo i bordi della piana e sono stati attraversati per 1.500 metri nel POZZO SELE 1. L'età di questi depositi non è ben definita: secondo Brancaccio (1988) sono del Pliocene-Pleistocene inferiore, secondo altri (Lippmann, Baggioni e Gars, 1984) raggiungono l'Olocene.

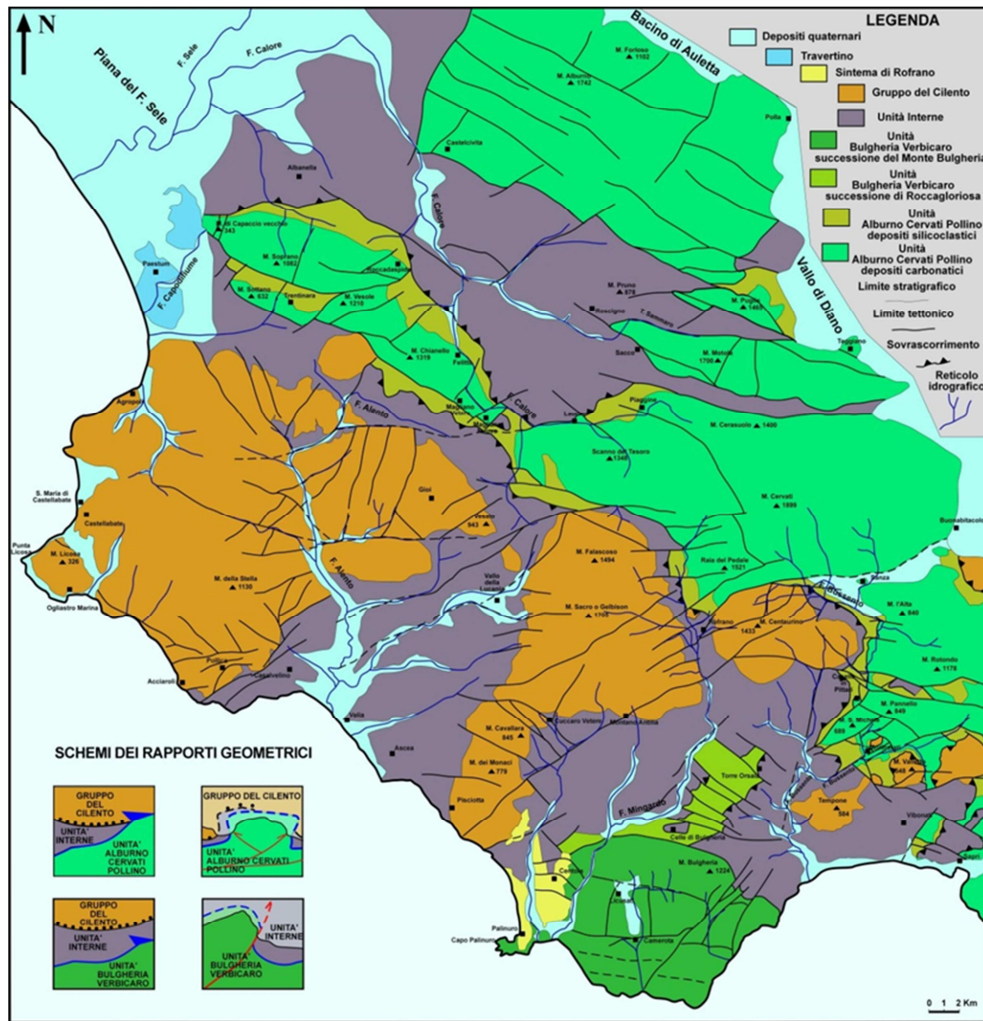


Figura 5.1.1: Carta geologica del Cilento.

Al di sopra dei Conglomerati di Eboli, nella piana, sono presenti depositi alluvionali nei quali sono stati distinti tre ordini di terrazzi: il terrazzo di I ordine si rinviene a circa 90 metri dal livello del mare attuale; il terrazzo di II ordine a quota più bassa; il terrazzo di III ordine, che si rinviene a pochi metri dagli attuali alvei e che verso il mare è connesso con depositi lagunari e palustri.

Nella piana del Sele, inoltre, è possibile individuare cinque antiche linee di riva che testimoniano la progradazione della piana. Alle spalle della spiaggia attuale si rinviene un primo cordone dunare (cordone dunare di

Sterpina): in uno scavo al disotto delle dune si rinvengono depositi di spiaggia fino a 2 metri dall'attuale livello del mare. Un secondo cordone (cordone dunare di Laura) si spinge fino ad oltre 1 chilometro dalla costa: anche qui, al disotto delle dune, vi sono depositi di spiaggia fino ad 1 metro sull'attuale livello del mare.

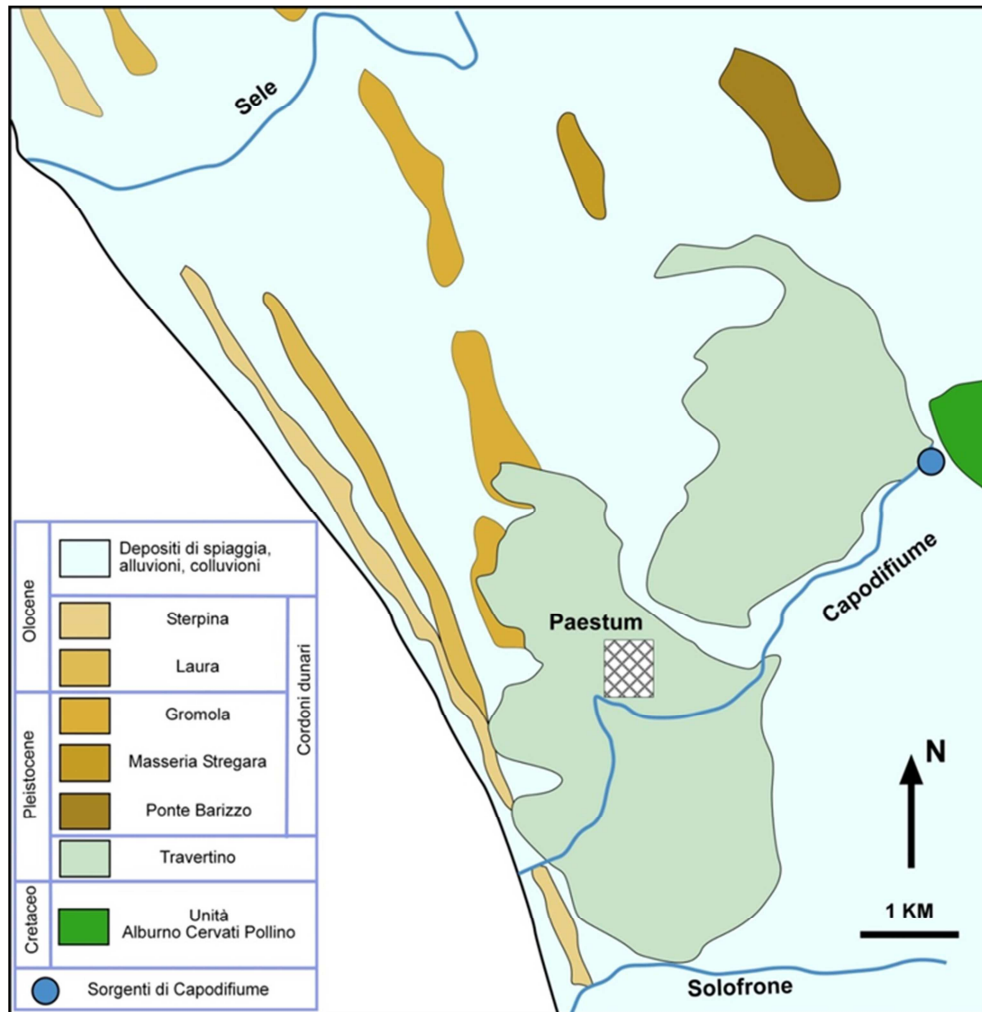


Figura 5.1.2: Carta dei depositi quaternari.

Un terzo cordone dunare (cordone di Gromola) si rinviene a circa 7 chilometri dall'attuale linea di costa. Le sabbie eoliche rubefatte passano verso il basso a depositi di spiaggia con fossili che si spingono a + 13 metri dal livello del mare. Questo cordone si riconosce da Gaudò (presso

Paestum) fino a Pontecagnano; si interrompe per circa 2 chilometri in corrispondenza dei meandri del fiume Sele a causa dell'erosione durante la regressione wurmiana. Datazioni con il metodo della racemizzazione con gli aminoacidi su gusci di *Glicimeris glycimeris* hanno dato un'età di circa 100.000 anni. La quarta antica linea di riva è stata individuata alla località Masseria Stregara, 12 metri sul livello del mare e ad una distanza di circa 6 chilometri dalla costa attuale. La quinta e più antica linea di riva riconosciuta affiora in località Ponte Barizzo, fino a 25 metri dall'attuale livello del mare. L'età dei depositi di spiaggia, determinata sempre con il metodo della racemizzazione, è sempre si 130.000 anni.

5.2. Indagini GPR (Ground Probing Radar).

Nell'ambito delle attività di ricerca in corso condotte dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno, la GEOMED S.r.l., sotto la supervisione del Prof. Luigi Petti responsabile del gruppo di ricerca di cui lo scrivente fa parte, ha effettuato una serie di rilievi GPR nelle aree interne ed esterno del tempio di Nettuno, nell'area Parco Archeologico di Paestum (coordinate geografiche WGS84 del sito 40.420088° N - 15.005459° E) nel territorio comunale di Capaccio (SA).

La prospezione è in grado di scandagliare il sottosuolo fino ad una profondità massima di circa 4 m dal piano campagna, ed è finalizzata ad ottenere informazioni che andranno ad integrarsi con i risultati di altre metodologie geofisiche (sismiche ed geoelettriche) nonché con dati di trivellazione geognostica, in previsione di una modellizzazione integrale del monumento e del suo substrato dal punto di vista della risposta alle sollecitazioni sismiche.

In particolare, la tipologia di prospezione impiegata (georadar GPR) consente di:

- Individuare le caratteristiche del primo sottosuolo, con particolare riferimento alla presenza di infrastrutture di origine antropica quali cavità e infrastrutture antiche;

- Individuare eventuali macroanomalie ascrivibili a vuoti o ad altre eterogeneità del terreno (riempimenti, argini, drenaggi etc.)

La metodologia invece non consente di individuare – se non con metodo deduttivo e a livello puramente qualitativo – alcuna parametrizzazione delle caratteristiche meccaniche del terreno, quali peso specifico, grado di addensamento e capacità portante. Il georadar è una tecnica con risultato prevalentemente qualitativo in grado però di restituire – mediante un appropriato layout di prospezione – un mapping tradizionale che in circostanze favorevoli mette in evidenza il perimetro di importanti anomalie dielettriche associate alle discontinuità tra materiali differenti (vuoto/pieno, secco/asciutto, incoerente/lapideo etc.) che frequentemente sono di grande interesse per il tecnico e l'archeologo.

Come ogni prospezione geofisica anche quella georadar si basa sul concetto di “contesto” e di “anomalia”, fattori ovviamente interdipendenti perché senza l'uno non può essere definita l'altra. Nel caso specifico: “una anomalia dielettrica si genera per la presenza di qualsiasi discontinuità laterale o verticale tra materiali differenti ovvero uguali ma in condizioni fisiche differenti”.

Limitandosi quindi all'uso pratico del GPR, sono esempi di discontinuità dielettriche: un passaggio stratigrafico verticale, la presenza di una cavità, di un sotto servizio o di un reperto archeologico, una zona sottoposta a infiltrazione di acqua o di materiali inquinanti (oli esauriti, soluzioni mineralizzate, fanghi anodici sepolti etc. etc.) anche all'interno di un terreno verticalmente e orizzontalmente omogeneo. Come si capisce, perciò, una sezione georadar nella maggior parte dei casi, risulta dalla sovrapposizione di almeno una discontinuità a grande lunghezza d'onda (interfaccia stratigrafica sub-orizzontale tra i materiali di riporto superficiali e il substrato “in sito”) e ulteriori anomalie isolate a minore lunghezza d'onda (spesso definite “isolate”) che però possono raggrupparsi per definire veri e propri fronti anomali.

La tecnica del radar per sottosuolo è dunque interamente basata sulla raccolta di riflessioni degli impulsi elettromagnetici su oggetti e interfacce. Il modello di generazione di queste riflessioni, quando si opera con un trasduttore monostatico ossia rice/trasmittente, è quello a geometria iperbolica. Una iperbole di diffrazione tipicamente si genera quando l'impulso impatta su un bersaglio a simmetria sferica che si comporta come una sorgente di Huygens e diffondendo nell'intorno le riflessioni il cui tragitto varia con legge iperbolica assumendo il minimo valore quando il bersaglio si trova sulla verticale del trasduttore.

Dalla forma dell'iperbole è possibile ricavare la velocità di propagazione media degli impulsi lungo la verticale interposta tra oggetto e trasduttore. Altro parametro importante è il cosiddetto coefficiente di riflessione, ossia la percentuale di energia incidente che rimbalza sul target.

5.2.1. Esecuzione delle indagini.

L'area investigata ha forma grosso modo quadrata ed estensione di circa 70x70m, comprendendo sia la parte accessibile all'interno del tempio (corridoi e intercolumni) che le zone esterne, segnatamente il lato nord e il lato sud. Nel seguito si riporta la planimetria del monumento e delle aree esterne con indicazione del tracciamento di tutte le sezioni GPR eseguite.

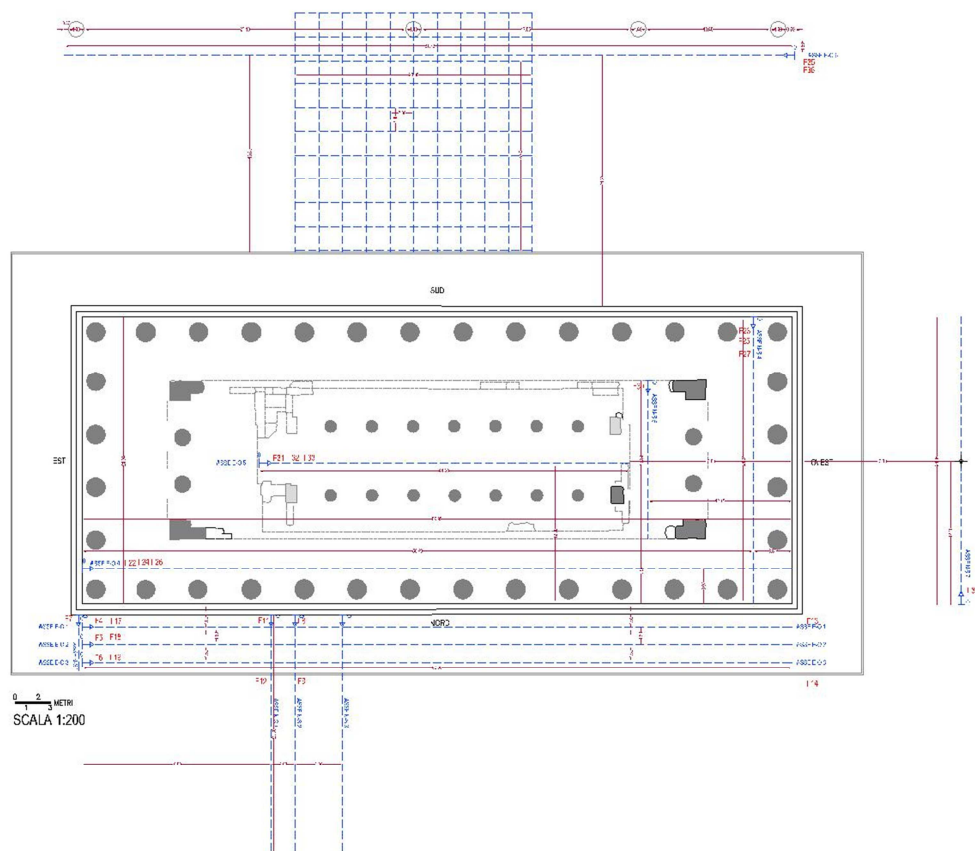


Figura 5.2.1.1: Planimetria illustrante i tracciati eseguiti.



Figura 5.2.1.2: Indagine GPR lungo il lato nord del tempio di Nettuno.

Come si osserva, la zona investigata è stata ottenuta come compromesso tra aree accessibili e condizioni logistiche locali, restringendo l'interesse al solo tempio di Nettuno. I profili sono stati così distribuiti:

- lato nord: tre profili est-ovest e tre sezioni trasversali ad essi, a orientamento sud-nord;
- lato ovest: un solo profilo a direzione nord-sud;
- lato sud: un profilo a orientamento ovest-est e una maglia con estensione 20x20 m e passo 2 m;
- lato est: nessun profilo.

Le indagini sono state appoggiate ad un sistema di riferimento materializzato sul. Sulla planimetria sono tracciati i profili con i rispettivi versi di avanzamento. Le indagini GPR sono state eseguite con sistema GSSI SIR-System 3000 in configurazione Utility Scan e con antenna R/T con frequenza centrale di 400 MHz. I parametri di registrazione, tra i quali il più rilevante è il range di ascolto in nanosecondi, sono stato selezionati in funzione delle condizioni locali (se interni o esterni al tempio) per ottenere i migliori performance di regime, ma in ogni caso, per ogni contesto sono stati modulati per riscontrare la massima profondità di indagine, che ha sfiorato i 4,30 m dal piano campagna per il profilo n.33. La maggioranza dei profili, compresa la "grid" 20x20m, è stata però acquisita con fondo scala a poco più oltre 3,0 m dal piano campagna. Il passo imposto al reticolo di prospezione (mt. 2.0) è il miglior compromesso tra risoluzione e tempi di esecuzione ed è sufficientemente stretto per garantire l'individuazione e la delimitazione delle attese caratteristiche sub-superficiali. E' altresì possibile procedere con reticoli più stretti (passo 1 m o in caso di anomalie presunte avere piccole dimensioni, 0.50m) nel qual caso però i tempi di esecuzione risultano meno spediti.

I profili georadar, sono stati poi elaborati seguendo due vie differenti, a seconda che si trattasse delle sezioni sciolte o della maglia 20x20m. Come già riferito, in entrambi i casi i filtri applicati non operano nel dominio delle frequenze verticali, ma in quello spaziale e sono orientati innanzitutto a normalizzare le distanze per compensare le variazioni nella velocità di

trascinamento, poi a ridurre l'incidenza delle bande orizzontali (rumore low spatial frequency, LSF) e del disturbo ad alta frequenza simile alla pioggia (rumore high spatial frequency, HSF). I filtri quindi massimizzano il rapporto S/N dei dati effettivamente connessi agli orizzonti dielettrici presenti.

Nel caso della maglia, operando su un reticolo composto di sezioni parallele e ortogonali, si riesce a disporre non solo dei dati X-Z (distanza/profondità) ma è possibile ricostruire un blocco tridimensionale dell'area che viene poi sezionato a profondità significative, per ottenere la migliore restituzione planimetrica della anomalie dielettriche presenti nell'area investigata (mapping). Per evitare effetti locali e fornire informazioni puntuali sui vari livelli interessati, sono stati fissati tre intervalli di profondità 0-30cm, 30-120cm e 120-280cm, dedotti dall'analisi dei radargrammi più rappresentativi rilevati sul posto. All'interno di ciascun livello si ricava una sola mappa cumulativa mediata tra quelle che ne definiscono l'ampiezza verticale.

5.2.2. Risultati delle indagini eseguite.

La qualità complessiva del dato geofisico è risultata decisamente buona, in funzione di un substrato asciutto in superficie e con copertura vegetale che risulta assente o molto rada. Come già accennato, dato il carattere prettamente sperimentale del progetto, i parametri di acquisizione sono stati progressivamente spinti fino a raggiungere la massima performance del sistema, che solitamente è definita dal trasduttore, il quale, stante la frequenza centrale (400 MHz) può operare fino a un range massimo di 90-100 ns, cui corrispondono, a seconda della velocità di propagazione degli impulsi, profondità di penetrazione da 4 a 6 metri, a seconda che si tratti di rocce compatte o litologie sabbiose secche, nelle quali si raggiunge la massima profondità di indagine. E' il caso di sottolineare che la prospezione georadar eseguita ha un valore esclusivamente esplorativo e sperimentale, in quanto non essendo state segnalate problematiche né situazioni critiche o particolari, anche l'obiettivo resta sostanzialmente indefinito e pertanto la individuazione delle anomalie segue criteri generali

che mettono in evidenza solo le variazioni rispetto ad un ideale contesto “omogeneo” quale dovrebbe essere un substrato naturale (all’esterno del tempio) o una struttura artificiale di natura lapidea (l’interno del tempio).

Nel seguito si riportano dei risultati ottenuti in ciascuna delle aree investigate.

5.2.2.1. Aree esterne.

Lungo il lato nord del tempio sono state eseguite le sezioni 4-5-6 con fondo scala (nel seguito: f.s.) 2,0 m e le sezioni 17-18-19 con f.s. 3,2 m. Negli estratti che seguono si possono immediatamente riscontrare i due tipi di anomalia prima descritti: la discontinuità sub-orizzontale a circa 150 cm di profondità e i “grappoli” posti rispettivamente sulle progr. 16 e 15.5

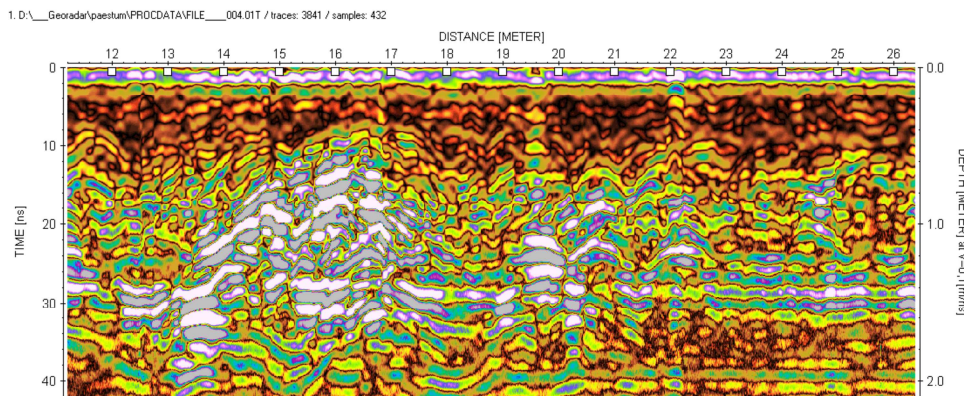


Figura 5.2.2.1.1: Lato nord – profilo F4

Si tratta evidentemente nel primo caso di un passaggio litologico verticale, nel secondo di una variazione improvvisa di limitata estensione, molto più superficiale (raggiunge la minima profondità di soli 40 cm).

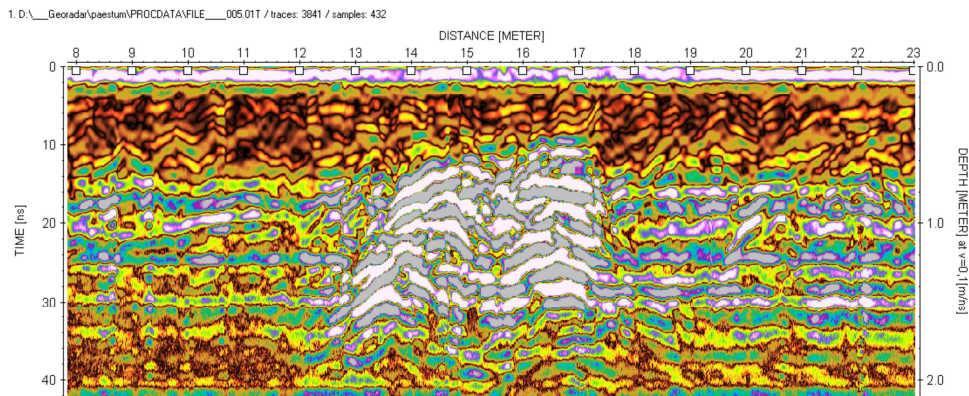


Figura 5.2.2.1.2: Lato nord – profilo F5.

Il modello di sorgente più realistico è costituito da sacche di materiali alquanto differenti, probabilmente di granulometria più grossolana o mista che mantengono condizioni di saturazione di maggiore entità. Le principali di queste fasce sono state tracciate sulla planimetria allegata, sebbene ne esistano altre di ridotta entità che però assumono l'aspetto di iperboli intere, come quelle che si osservano sul profilo F4 alle progr. 18.5, 20.5 e 22 e profondità di circa 1 metro dal piano campagna. In genere tracce analoghe sono da associare a sottoservizi tagliati ad angolo retto, tuttavia nel caso in essere questa soluzione non trova una realistica applicabilità in quanto già sul profilo parallelo F5, distante meno di 1 metro, esse non vengono più rilevate.

Procedendo verso nord, il profilo F6 mostra indizi di chiusura ossia una riduzione delle importanza di tali fasce anomale, che però restano come zone ancora abbastanza nette. Nel tracciamento delle anomalie in planimetria si è preferito il criterio della coerenza, ossia della ripetizione su profili paralleli, sicché non è escluso che a livello del singolo profilo, il tecnico possa ritenere di individuare altre anomalie possibilmente non prive di interesse, qualora confortate da informazioni aggiuntive da altre metodologie o da scavi diretti. Delle sezioni trasversali 8,9,11 e 12 risultano particolarmente significative la 9 e la 12.

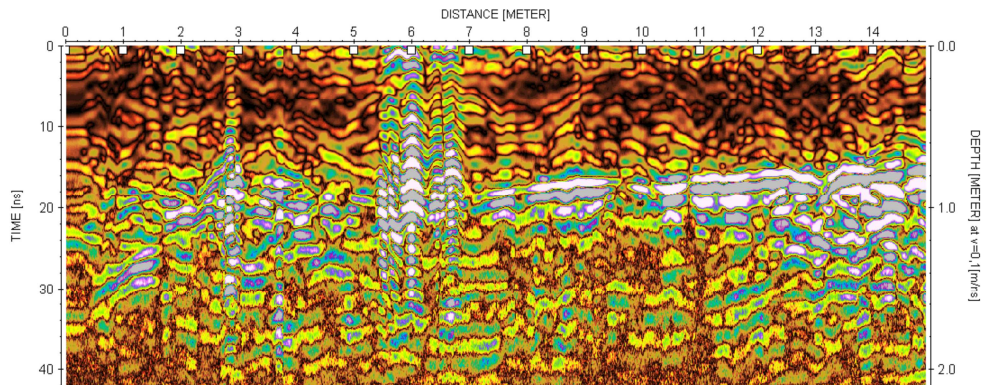


Figura 5.2.2.1.3: Lato nord - profilo F9.

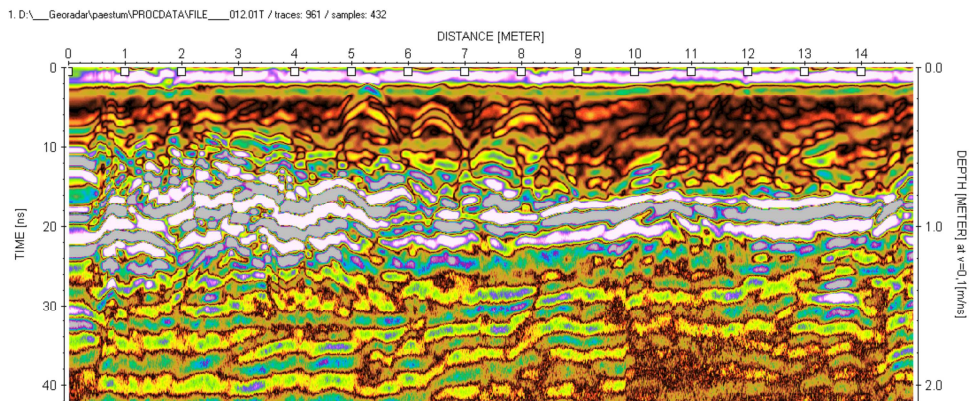


Figura 5.2.2.1.4: Lato nord - profilo F12.

Esse presentano un medesimo orizzonte continui (LFS) a circa 90 cm di profondità ma solo la seconda, tracciata per dettagliare la zona di anomalia già segnalata in fase di campagna, incrocia le suddette eterogeneità che rendono la prima parte del profilo F12 estremamente più articolata dalla corrispondente zona sul profilo F9. La trasversale F14 risulta anomala... nella anomalia, in quanto una fascia molto articolata analoga a queste summenzionate fa la sua comparsa all'estremità del profilo ossia a 14 m dalla base di sostruzione del tempio di Nettuno. Un simile comportamento sembrerebbe indicare che le anomalie possano essere dovute a caratteristiche disperse nell'intorno del monumento che quindi vengono incrociate con elevata probabilità non appena la lineazione di indagine risulta sufficientemente estesa.

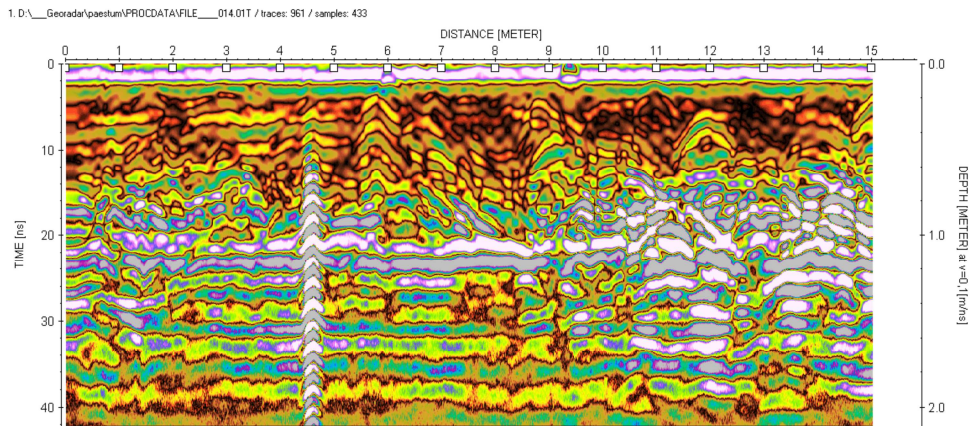


Figura 5.2.2.1.5: Lato nord - profilo F14.

Lungo il lato ovest del tempio di Nettuno è stato investigato il profilo F34 che evidenzia orizzonti di debole intensità nella sua prima parte (progr. 9-14 profondità 150 cm circa) connesse con ogni probabilità alla stratificazione naturale del sito. E' più interessante la terminazione sud (progr. 21-27) dove si nota un livello a profondità di circa 60 cm, più articolato, con una traccia iperbolica (bersaglio isolato) centrato sulla progr. 26,4) ma a profondità di soli 20 cm.

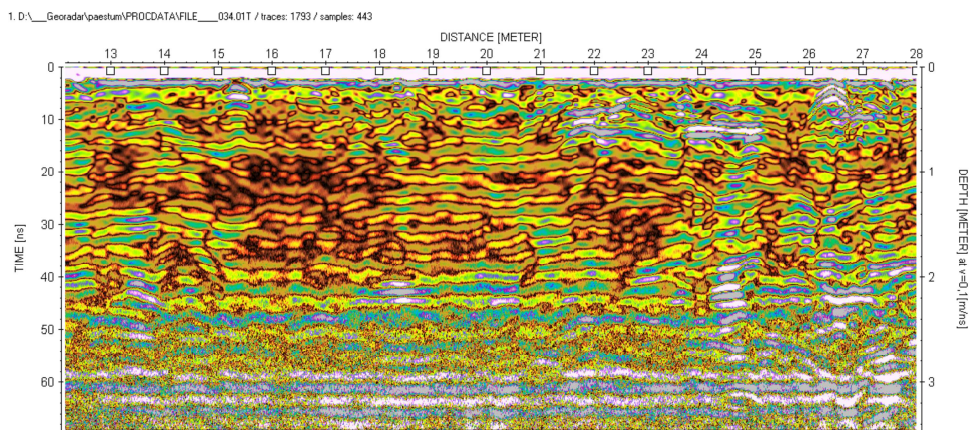


Figura 5.2.2.1.6: Lato ovest - profilo F34.

Il lato sud comprende un profilo lungo circa 60 m (rilevato a due differenti profondità di prospezione, corrispondenti rispettivamente ai profili F35 e F36) che attraversa una seconda area, di forma quadrata, centrata

all'incirca sulla sua mezzeria ed estesa per una superficie corrispondente a m 20x20, per la quale è stata adoperata un layout di acquisizione dei dati tale da permettere la ricostruzione 3D dei risultati.

Come già accennato, per assecondare lo spirito sperimentale della campagna, la traversa singola è stata rilevata con due differenti fondo scala, corrispondenti a profondità di penetrazione di 340 e 420 cm circa dal piano campagna. La migliore risoluzione complessiva è quella relativa alla prima scansione, tuttavia gli operatori hanno rimarcato come anche la seconda, spinta ai limiti di utilizzo del trasduttore (che come accennato corrispondono ad una profondità di indagine di circa 5 m dal piano campagna) abbia fornito risultati più che accettabili talora aggiungendo dettagli alla prima, come nel caso della anomalia sulla progr. 8,50 (profondità 380 cm) che emerge solo nella seconda rilevazione.

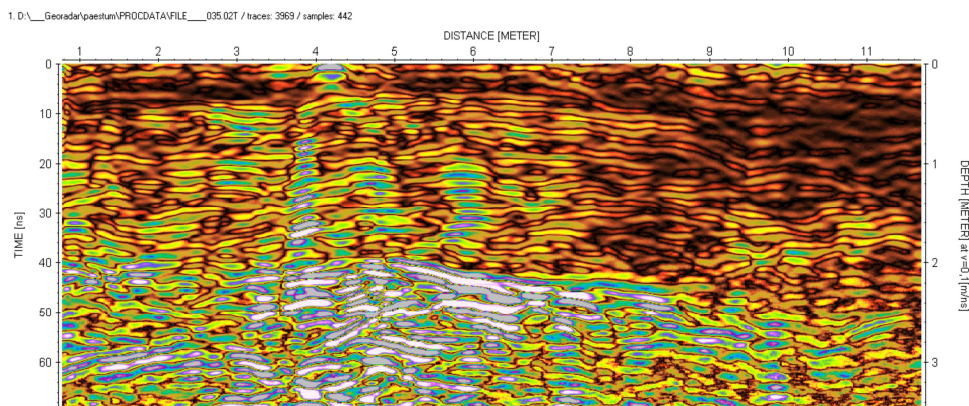


Figura 5.2.2.1.7: Lato sud - profilo F35.

La caratteristica principale è un'intensa riflessione blandamente ondulata, che si snoda apparentemente tra 200 e 300 cm di profondità circa. Le suddette riflessioni sono però precedute in superficie – specie nella prima parte del profilo – da livelli di analogha morfologia ma intensità molto inferiore, che corrono a profondità decisamente inferiore (50 cm) replicando la forma di quelli profondi. Senza addentrarsi nella tecnica strumentale, in casi analoghi esistono due modelli ugualmente attendibili di interpretazione:

- a) una propagazione anomala degli impulsi dovuta ad alternanze inverse di strati naturali (conduttivo/resistivo) nella quale un primo orizzonte posto alla profondità minima (in questo caso 50 cm) genera riflessioni anomale. In questo caso, la strumentazione – costretta ad applicare una amplificazione di tipo “time-gain” (ossia con curve esponenziali sempre molto accentuate) tende a far prevalere orizzonti profondi che in realtà non esistono;
- b) la presenza di una cavità che, a causa di riflessioni multiple, genera la stessa situazione ma in presenza di un vuoto di altezza imprecisata;
- c) la presenza di una cavità della quale gli impulsi radar subiscono riflessione sia sul tetto che sul pavimento della stessa.

E' evidente che la maggiore attendibilità spetta all'orizzonte meno profondo, tuttavia un “rinforzo” profondo ed appariscente è sempre indicativo di un substrato anomalo, soprattutto quando l'anomalia può farsi risalire alla presenza di una cavità. Le ipotesi (b) e (c) viaggiano sempre compatibilmente. Tuttavia, calcoli alla mano, nel caso presente l'ipotesi (c) implica la presenza di una cavità con tetto alla profondità di 50 cm alta circa 450 cm, ipotesi alquanto inverosimile. Punti di “disambiguazione” si trovano sulle progr. 5 (prof. 250 cm) e 18,50 (prof. 290 cm) dove le anomalie più profonde non appaiono accompagnate da anomalie superficiali sulla propria verticale, a riprova che in questo caso le anomalie ricadono ad una profondità realmente elevata.

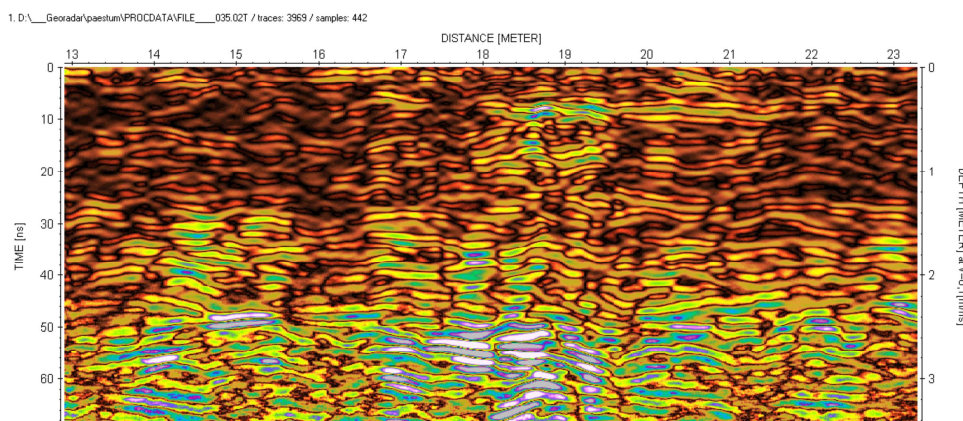


Figura 5.2.2.1.8: Lato sud - profilo F35.

La traversa, in ogni caso, risulta certamente anomala con elevata probabilità di rinvenimento di vuoti nel sottosuolo. La disamina di modelli più realistici verrà effettuata nel paragrafo che segue.

I profili verticali rilevati con layout a griglia sono stati inseriti in una procedura di correlazione numerica finalizzata ad ottenere un blocco tridimensionale il cui sezionamento tra due profondità di interesse, restituisce la classica mappatura geofisica delle anomalie riscontrate ("mapping di riflettività"). La procedura tende a ricostruire la distribuzione planimetrica delle anomalie che spesso contestualmente fornisce l'informazione sulla più probabile natura delle sue cause. Ciò ovviamente ammesso che essa abbia un senso dal punto di vista delle problematiche in essere. Tipicamente, un andamento rettilineo si associa a sottoservizi, canalizzazioni o strutture quali muri, argini etc. interrati. Una distribuzione di forma quadrata o rettangolare si associa ad ambienti antropici sepolti mentre forme a spezzata, comunque irregolari (svasate, ellittiche o talora subcircolari) o reticoli dentiformi, possono essere rispettivamente associate a cavità isolate o a veri e propri sistemi caveali più o meno ramificati.

La restituzione per sezioni orizzontali trova invece minore utilità nella mappatura di bersagli isolati caratterizzati da piccole dimensioni (quali fusti, ordigni bellici etc.) in quanto la risoluzione da imporre alla maglia

comporterebbe un passo di dimensioni troppo piccolo che renderebbe laboriose le operazioni di rilievo ed elaborazione. La maglia infatti deve possedere dimensioni confrontabili a quelle dei bersagli attesi. Solitamente essa è compresa tra 1 e 5 metri ed è sufficiente per la tracciatura del percorso della maggior parte delle anomalie georadar di interesse pratico (sottoservizi, cavità e strutture).

Le mappe ottenute vanno quindi analizzate sempre criticamente e soprattutto conservando una specifica attinenza alle problematiche in essere e alla presumibile natura dei fattori di rischio, perché la procedura di calcolo e restituzione grafica è estremamente sensibile alle variazioni naturali del substrato, quali differenze litologiche e variazioni fisiche al suo interno (es. grado di saturazione). Inoltre va specificato che la correlazione numerica tra profili paralleli e incrociati richiede la definizione di una cella di interpolazione che deve essere maggiore o uguale al passo della maglia profili, parametro che stabilisce anche la dimensione minima delle dimensioni di anomalia "detectabili". In altre parole il procedimento di analisi per sezioni orizzontali non è indicato alla mappatura di caratteristiche di piccole dimensioni.

Nel caso specifico sono stati presi in considerazione tre intervalli di profondità:

- il primo, tra la superficie e la profondità di circa 30 cm; questo orizzonte è stato selezionato unicamente per illustrare le potenzialità di risoluzione della metodologia, in quanto la sezione mette in evidenza una anomalia allungata, con direzione inclinata di circa 12° rispetto all'asse est-ovest attribuibile con ogni probabilità ad un cavo o tubo sepolto a qualche decimetro di profondità;
- il secondo, tra 30 e 120 cm di profondità, è stato fissato per individuare il corpo principale delle anomalie la cui presenza è peraltro già nota. Si tratta di una anomalia piuttosto estesa che involupa le superfici messe in evidenza nel precedente capoverso e che corrispondono alle chiazze bianche nella grafica sottostante, che rappresenta l'intero profilo elaborato (alg. involuppo) con

collezione dell'energia di impulso (composto da una parte positiva e una negativa) in un singolo picco (solo positivo).

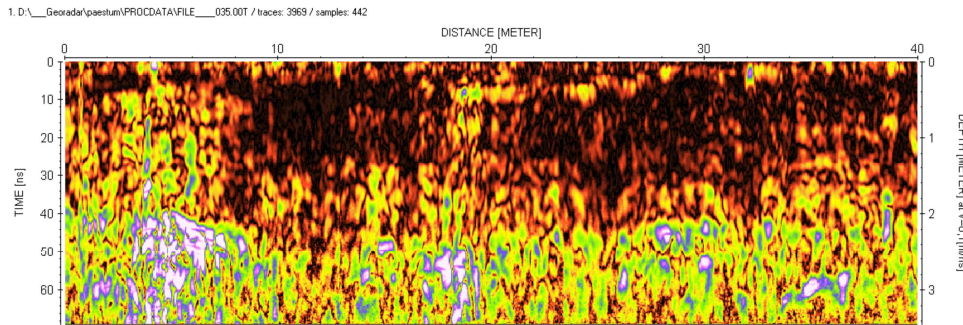


Figura 5.2.2.1.9: Lato sud - profilo F35, involuppo.

- il terzo orizzonte si estende da 120 oltre 280 cm di profondità ed ha la funzione di evidenziare eventuali caratteristiche ignote, ovviamente però dove non siano interposte caratteristiche più superficiali, che ne impedirebbero la definizione.

Con una situazione come quella descritta, quest'ultimo sezionamento appare decisamente poco verificabile e quindi poco significativo, sebbene la forma risultante sia particolarmente suggestiva. Le riflessioni più profonde, come ampiamente sottolineato, conservano per così dire "memoria" di ciò che le influenza durante la propagazione, per cui maggiore è la profondità di sezionamento minore risulta la rispondenza tra la forma fisica dell'eventuale anomalia e quella delle riflessioni che vi si generano.

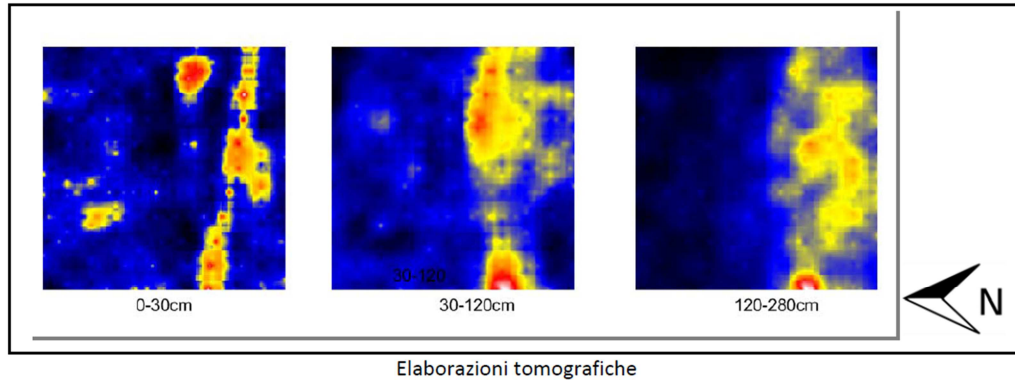


Figura 5.2.2.1.10: Elaborazioni tomografiche.

5.2.2.2. Aree interne.

Il lato nord è stato rilevato con una sola traversa ma con differenti parametri di approfondimento. Il tracciato più significativo è risultato F22 (f.s. 330 cm).

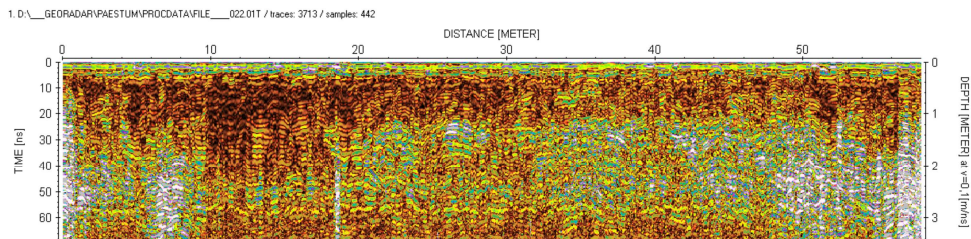


Figura 5.2.2.2.1: Lato nord - profilo F22, inviluppo.

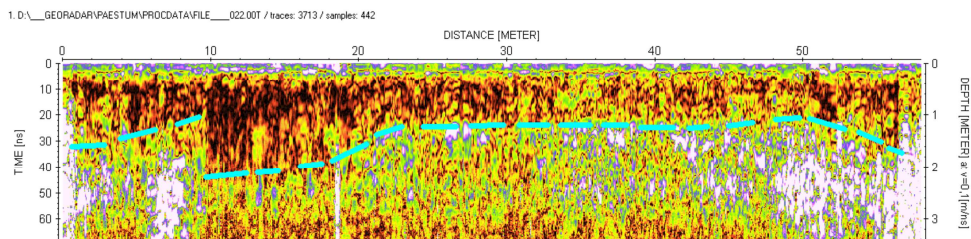


Figura 5.2.2.2.2: Lato nord - profilo F22, interpretazione.

Esso mette in evidenza due elementi “anomali”:

- una interfaccia discontinua ma complessivamente ben seguibile, che sembra risalire da oltre 220 cm (parte iniziale del profilo) fino

circa 130 cm (mezzeria fino a parte finale). Trattasi di un orizzonte la cui natura non può essere suggerita dagli operatori e che andrà confrontato con l'altezza del piano di esecuzione della prospezione rispetto al piano di campagna, considerando ovviamente la presenza di eventuali strutture fondali, anch'esse sconosciute agli esperti ed allo scrivente;

- la presenza di significative incrementi di energia riflessa in corrispondenza di entrambe le terminazioni della sezione, centrate in particolare alle progr. 6-9 e 47- 53. Anche in questo caso l'analizzatore deve limitarsi a suggerire situazioni che generano aspetti analoghi del tracciato, in questo caso rinvenute in presenza di riempimenti a base detritica, che subiscono localmente incrementi del contenuto di acqua.

L'aspetto del profilo lungo il lato ovest ricalca perfettamente quello del profilo F22, con rinforzi di bordo e una superficie che in questo caso appare avere intensità massima a circa 200 cm di profondità. Da sottolineare la larghezza dei rinforzi iniziale e finale che è esattamente di 1,50 m, ad indicarne la chiara origine strutturale.

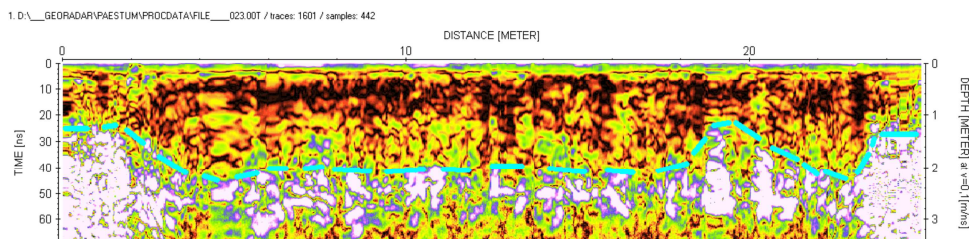


Figura 5.2.2.2.3: Lato ovest - profilo F23, interpretazione.

Il profilo F30 è molto interessante e si caratterizza per la simmetria del "quadro anomalo". Si osservano i due rinforzi (iniziale e finale) larghi in questo caso circa 100 cm, quindi due orizzonti "sospesi", rispettivamente a 80 e 160 cm, interessanti la porzione centrale del tracciato (progr. 3.5 – 10.5), infine una anomalia perfettamente centrata, tra le progr. 6-7, che sembra fare da fulcro all'intera situazione che appare perfettamente speculare.

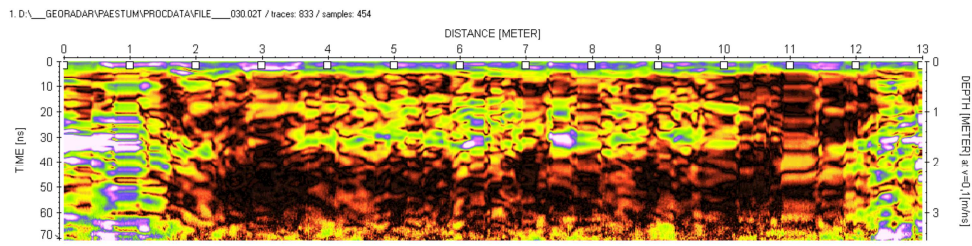


Figura 5.2.2.2.4: Lato ovest - profilo F30, involuppo.

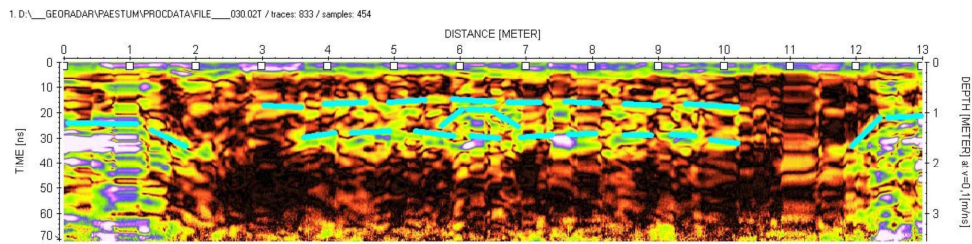


Figura 5.2.2.2.5: Lato ovest - profilo F30, interpretazione.

All'interno della cella del tempio di Nettuno si sono rilevati tre profili a differente fondo scala ma è F31 quello che restituisce la situazione più leggibile. Si osserva una discontinuità discontinua, a profondità di circa 140 cm ma con risalite a 100 cm, come al solito nella parti terminali delle traverse.

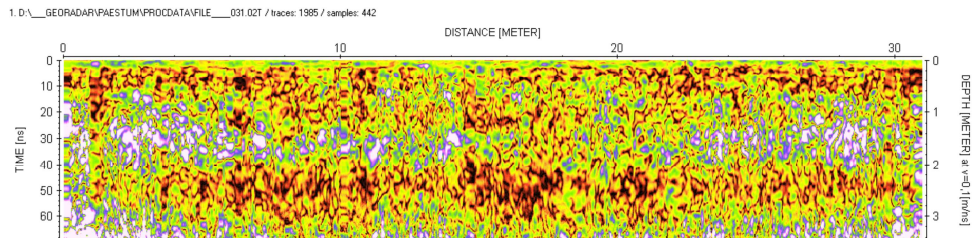


Figura 5.2.2.2.6: Interno cella - profilo F31.

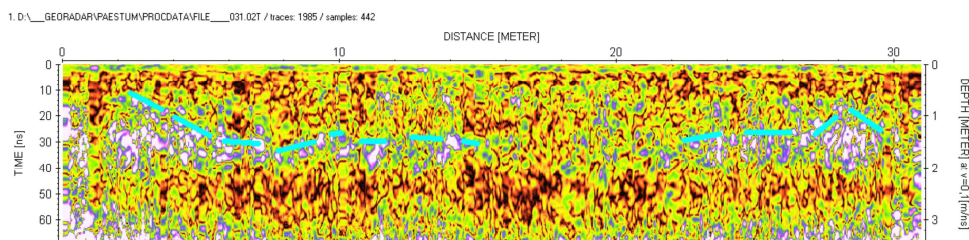


Figura 5.2.2.2.7: Interno cella - profilo F31, interpretazione.

Anche in questo caso, cercando una possibile sorgente per tali anomalie, si deve propendere per una stratificazione dei materiali costruttivi in quanto non è certo possibile invocare situazioni di interferenza con terreni o letti di materiale incoerenti che possano costituire zone di accumulo per l'acqua.

5.2.3. Osservazioni conclusive.

Dalle prospezioni eseguite non può ovviamente emergere alcun quadro esaustivo o definitivo inerente il substrato del tempio di Nettuno e del terreno ad esso circostante, ciò sia per il limitato numero di sezioni eseguite all'interno del monumento, sia perché, mancando vere e proprie problematiche, mancano elementi di attenzione che possono guidare l'analisi dei punti di maggiore interesse emersi dall'individuazione delle anomalie strumentali, la cui diagnosi resta quindi da definire in stretta collaborazione con i risultati dei sondaggi geognostici e delle altre prospezioni geofisiche eseguite nel sito, come quella sismica o quella geoelettrica.

Le indicazioni generali delle quali non può essere trascurata l'evidenza restano le seguenti:

- all'esterno del tempio, i coefficienti di riflessione sono mediamente molto elevati in corrispondenza delle zone anomale. Ciò significa che il terreno comporta la presenza di materiali decisamente più riflettivi del contesto laterale, con una giacitura che fa pensare - ma si tratta di indicazioni puramente schematiche - a modelli di

- “source” quali lenti, riempimenti, massicciate, argini o in generale materiali nei quali cambia la natura del materiale o il suo stato fisico. La lettura più immediata del quadro anomalo è che si tratta di zone a maggiore permeabilità e quindi caratterizzate da una “cattura” dell’acqua circolante nel sottosuolo;
- la situazione all’interno del tempo sembra caratterizzata da un grado di articolazione ridotto, con un numero di anomalie inversamente proporzionale all’altezza del piano di esecuzione della prova e con coefficienti di riflessione mediamente più bassi. In altre parole le anomalie ai livelli più bassi sembrano determinate dalle interazione con le strutture fondali mentre lasciano il campo ad una maggiore omogeneità via via che “i pieni” prendono il sopravvento nella stratificazione verticale. E’ da sottolineare la presenza dei rinforzi simmetrici alle due estremità dei profili che rendono conto evidentemente di dettagli costruttivi;
 - sempre all’interno del tempio ma nella parte più alta, le riflessioni anomale sono dominate da grande simmetria, ad indicare che esse sono dovute a particolari costruttivi evidentemente intenzionali nei quali il grado di saturazione gioca un ruolo subordinato o nullo rispetto che nel caso precedente;
 - l’esecuzione delle prospezioni all’esterno del lato sud del tempio, rilevate con layout a griglia, ha messo in evidenza campi anomali molto ben delineati la cui natura risulterà di chiara lettura solo disponendo di maggiori informazioni inerenti il sottosuolo sul quale insiste il quadrato 20x20m rilevato con passo 2m. Tale assetto procedurale quindi è sicuramente da consigliare nel caso in cui si voglia disporre di una mappatura del sito, segnatamente per aree delle quali sia supposta qualche particolare significatività.

5.3. Tomografie geoelettriche.

Nell’ambito delle attività di ricerca in corso condotte dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell’Università di Salerno, sono state effettuate una serie

di indagini sperimentali in sito che hanno avuto come oggetto le aree interne ed esterne al Tempio di Nettuno.

Tra le diverse tipologie di indagine eseguite, sono state effettuate n°6 prospezioni geoelettriche con misure multielettrodo di resistività (Figg. 5.3.1-5.3.6). I risultati di tali indagini sono confluite nel progetto di ricerca "TeSSPACS" - Tendon System for Seismic Protection of Antique Column Structures, promosso dalla Soprintendenza Archeologia, belle arti e paesaggio per le province di Salerno e Avellino insieme con il museo archeologico nazionale di Paestum ed in collaborazione con le Università di Salerno e di Kassel (Germania).

Tali indagini sono state eseguite dal Dott. Geologo Francesco Cuccurullo e dal Dott. Geologo Marco Catalano sotto la supervisione del Prof. Luigi Petti e del proprio gruppo di ricerca di cui lo scrivente fa parte.

Le n. 6 tomografie geoelettriche sono state effettuate al fine di:

- determinare le caratteristiche elettriche dei litotipi presenti nell'area di studio;
- individuare la presenza di eventuali strutture sepolte di interesse archeologico;
- discriminare la tipologia di sistema fondale adottato per la costruzione del Tempio di Nettuno;
- individuare l'eventuale presenza di cavità antropiche.



Figura 5.3.1: Stendimento multielettrodo n.1 effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Tomografia geoelettrica A-B. 64 elettrodi di misura, spaziatura elettrodo 1m. Lunghezza complessiva stendimento 63m.



Figura 5.3.2: Stendimento multielettrodo n.2 effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Tomografia geoelettrica C-D. 64 elettrodi di misura, spaziatura elettrodo 1m. Lunghezza complessiva stendimento 63m.



Figura 5.3.3: Stendimento multielettrodo n.3 effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Tomografia geoelettrica E-F. 64 elettrodi di misura, spaziatura elettrodica 1m. Lunghezza complessiva stendimento 63m.



Figura 5.3.4: Stendimento multielettrodo n.4 effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Tomografia geoelettrica G-H. 56 elettrodi di misura, spaziatura elettrodica 1m. Lunghezza complessiva stendimento 55m.



Figura 5.3.5: Stendimento multielettrodo n.5 effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Tomografia geoelettrica I-L. 32 elettrodi di misura, spaziatura elettrodoica 1.1m. Lunghezza complessiva stendimento 34.1m.



Figura 5.3.6: Stendimento multielettrodo n.6 effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Tomografia geoelettrica M-N. 48 elettrodi di misura, spaziatura elettrodoica 1.3m. Lunghezza complessiva stendimento 61.1m.

I metodi geoelettrici consistono nella determinazione sperimentale dei valori di resistività elettrica che caratterizzano il sottosuolo. Mediante

l'utilizzo di appropriate strumentazioni si immette corrente elettrica nel terreno e si esegue una successione di misure in superficie con una serie di elettrodi opportunamente posizionati e infissi nel terreno.

L'apparecchiatura per la misura della resistività è formata schematicamente da:

- un sistema per l'immissione di corrente nel terreno (batteria o generatore di corrente);
- una serie di elettrodi (minimo quattro: A e B elettrodi di corrente, M e N elettrodi di potenziale) (Fig. 5.3.7);
- Strumentazione per la misura dell'intensità di corrente immessa nel terreno mediante gli elettrodi A e B e della differenza di potenziale tra i due elettrodi M e N.

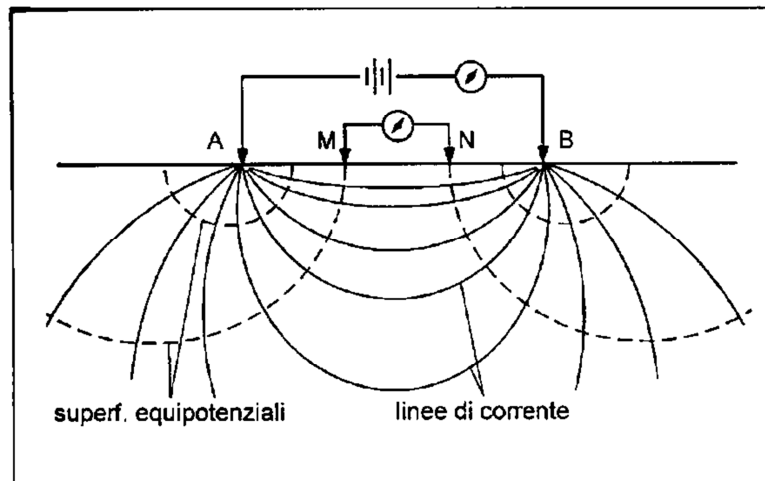


Figura 5.3.7: Linee di corrente e superfici equipotenziali per una coppia di elettrodi A e B in un semispazio omogeneo.

Per la maggior parte degli impieghi vengono utilizzate apparecchiature a corrente alternata a bassa frequenza (60-120Hz): ciò elimina la necessità di impiegare elettrodi non polarizzabili o di misurare o annullare i potenziali spontanei. La resistività è alquanto più bassa di quella misurata con l'impiego di corrente continua.

Gli elettrodi sono usualmente dei picchetti di bronzo, rame o acciaio inox di lunghezza da 35-45cm (Fig. 5.3.8), con collegamenti a mezzo di spinotti. Gli elettrodi vengono conficcati nel terreno o nell'asfalto in modo da produrre un buon contatto. Nel caso di pavimentazioni in cui non è possibile eseguire fori possono essere utilizzati degli elettrodi speciali in acciaio inox costituiti da piastre quadrate poggiate sulla pavimentazione; il contatto elettrico è assicurato dall'uso di soluzioni saline o semplicemente acqua attorno agli elettrodi.



Figura 5.3.8: Picchetto in acciaio inox conficcato nel terreno in alto ed elettrodo speciale costituito da piastra d'acciaio inox poggiata sulla pavimentazione. In questo secondo caso il contatto elettrico è assicurato dall'uso di soluzioni saline o semplicemente acqua attorno agli elettrodi.

I dati dei rilievi geoelettrici sono usualmente presentati in forma di valori di resistività apparente: questa è definita come la resistività di un semispazio elettricamente omogeneo ed isotropo che presenti gli stessi rapporti misurati tra la corrente applicata e la differenza di potenziale per una data disposizione e spaziatura degli elettrodi.

Una configurazione di elettrodi con spaziatura costante viene utilizzata per riconoscere variazioni laterali di resistività apparente che possono riflettere variazioni litologiche. Per indagare sui cambiamenti in profondità, si aumenta la spaziatura degli elettrodi.

La maggior parte delle rocce presenta caratteri di conducibilità di tipo elettrolitico dato che, con le eccezioni di alcuni minerali metallici, quasi tutti i minerali sono isolanti. La conducibilità è dovuta quindi

essenzialmente all'acqua interstiziale ed è in larga misura funzione della porosità, del contenuto d'acqua e della quantità di sali disciolti nell'acqua. La presenza di fluidi nel sottosuolo fa sì che rocce e terreni, attraversati dalla corrente, si comportino relativamente come dei buoni conduttori di elettricità; al contrario le strutture con scarso contenuto di fluidi come rocce asciutte non fratturate e cavità naturali o di natura antropica si comportano come dei cattivi conduttori di corrente, se non addirittura come degli isolanti.

Pertanto le geometrie sepolte rispondono al flusso di corrente artificiale, immessa con diverse modalità, in funzione del parametro fisico che regola tale comportamento: la resistività elettrica ρ ($Ohm \cdot m$).

Nelle tabelle seguenti sono forniti alcuni valori indicativi della resistività di rocce e sedimenti, valori che vanno utilizzati con le limitazioni suddette. In particolar modo, la tabella a sinistra mostra gli intervalli di resistività per alcuni litotipi, e, come si può osservare, spesso questi valori si sovrappongono e ciò rende problematica la fase di identificazione del litotipo. Invece la tabella a destra associa gli intervalli di resistività (ρ) a quelli di porosità (ϕ).

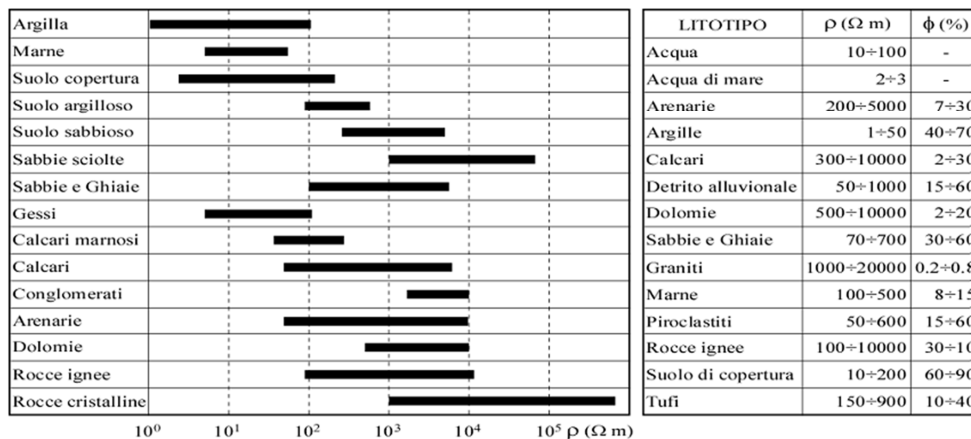


Figura 5.3.9: Nella tabella a sinistra sono riportati i valori indicativi di resistività ($Ohm \cdot m$) di alcuni litotipi. Nella tabella a destra sono riportati i valori indicativi di resistività ($Ohm \cdot m$) e di porosità (%) di alcuni litotipi.

5.3.1. Indagini effettuate.

Sono state eseguite n°6 prospezioni geoelettriche con misure multielettrodo di resistività al fine di:

- determinare le caratteristiche elettriche dei litotipi presenti nell'area di studio;
- individuare la presenza di eventuali strutture sepolte di interesse archeologico;
- discriminare la tipologia di sistema fondale adottato per la costruzione del Tempio di Nettuno;
- individuare l'eventuale presenza di cavità antropiche.

In particolare, le prospezioni geoelettriche n° 1-2-3 (A-B/C-D/E-F) sono state effettuate con la configurazione di acquisizione multielettrodo di tipo Dipolo-Dipolo64 con un totale di 897 misure di resistività elettrica per ciascuno stendimento. Per la prospezione geoelettrica n° 3 è stata effettuata in aggiunta anche l'acquisizione multielettrodo di tipo Wenner-Schlumberger64 con un totale di 864 misure di resistività elettrica. Invece, la prospezione geoelettrica n° 4 (G-H) è stata effettuata con la configurazione di acquisizione multielettrodo di tipo Wenner-Schlumberger56 con un totale di 720 misure di resistività elettrica. La prospezione geoelettrica n° 5 (I-L) è stata effettuata con la configurazione di acquisizione multielettrodo di tipo Wenner-Schlumberger con un totale di 321 misure di resistività elettrica. Infine, la prospezione geoelettrica n° 6 (M-N) è stata effettuata con configurazione di acquisizione multielettrodo di tipo Dipolo-Dipolo48 con un totale di 609 misure di resistività elettrica.

Per l'acquisizione sono stati utilizzati sia picchetti in acciaio inox conficcati nel terreno, sia piastre speciali in acciaio inox poggiate sulla pavimentazione. In quest'ultimo caso il contatto elettrico è assicurato dall'uso di soluzioni saline o semplicemente acqua attorno agli elettrodi.

Gli stendimenti multi elettrodici sono stati eseguiti con le seguenti configurazioni geometriche:

<i>Tomografia Geoelettrica</i>	<i>Spaziatura interelettrodi ca</i>	<i>Numero di elettrodi</i>	<i>Lunghezza Stendimento</i>	<i>Massima profondità Investigata</i>	<i>Direzione</i>
<i>A-B</i>	<i>1m</i>	<i>64</i>	<i>63m</i>	<i>7m</i>	<i>N 270° E</i>
<i>C-D</i>	<i>1m</i>	<i>64</i>	<i>63m</i>	<i>7m</i>	<i>N 270° E</i>
<i>E-F</i>	<i>1m</i>	<i>64</i>	<i>63m</i>	<i>7m</i>	<i>N 270° E</i>
<i>G-H</i>	<i>1m</i>	<i>56</i>	<i>55m</i>	<i>7.5m</i>	<i>N 270° E</i>
<i>I-L</i>	<i>1.1m</i>	<i>32</i>	<i>34.1m</i>	<i>7.5m</i>	<i>N 180° E</i>
<i>M-N</i>	<i>1.3m</i>	<i>48</i>	<i>61.1m</i>	<i>8.5m</i>	<i>N 270° E</i>

Tabella 5.3.1.1: Configurazioni geometriche degli stendimenti multi elettrodi effettuati.

Le indagini sono state effettuate con GEORESISTIVIMETRO MAE A3000E (Fig. 5.3.1.1), acquirettore digitale modulare per prospezione geoelettrica multielettrodo. Il Georesistivimetro è dotato di un sistema di gestione automatica degli elettrodi, in grado cioè di commutare gli elettrodi disposti lungo la sezione da investigare in elettrodi di immissione di corrente (punti di energizzazione del terreno) e in elettrodi di misura del potenziale elettrico con tutte le possibili combinazioni quadripolari.



Figura 5.3.1.1: Georesistivimetro MAE A3000E.

Per gli stendimenti elettrodi effettuati sono stati utilizzati dei box di espansione (Fig. 5.3.1.2) per misure multielettrodo con n. 8 canali cadauno

e connettori con cavi per collegamenti fra box e georesistivimetro e fra box e box in cascata.



Figura 5.3.1.2: Box MAE con 8 canali per misure multielettrodo collegato tramite connettori agli elettrodi e, in cascata, agli altri box e al georesistivimetro.

I dati ottenuti in fase di acquisizione hanno consentito la costruzione di una matrice di valori di resistività elettrica la cui inversione, mediante complessi algoritmi matematici, ha restituito la definizione della distribuzione di resistività elettrica del mezzo investigato.

5.3.2. Risultati, osservazioni e conclusioni.

Di seguito si riportano le tomografie 2D di resistività elettrica relative alle prospezioni geoelettriche multielettrodo eseguite. Le condizioni meteorologiche in fase di acquisizione dati erano buone con tempo sereno e venti molto moderati mentre la superficie topografica risultava asciutta.

Gli stendimenti n° 1-3 sono stati messi in opera sul terreno in prossimità parallelamente al lato meridionale del peristilio del tempio, con distanze tra gli stendimenti pari ad 1,5 m a partire da un metro di distanza dalla

base dello stesso peristilio. Gli stendimenti 4 e 5 sono stati messi in opera all'interno del tempio, mentre lo stendimento n° 6 è stato effettuato nell'area a sud del tempio di Nettuno.

La sezione bidimensionale elettro-tomografica A-B (Fig. 5.3.2.1) evidenzia una netta stratificazione suborizzontale caratterizzata dalla presenza di quattro elettrostrati:

- il primo elettrostrato si individua a partire dal piano campagna e fino alla profondità massima di circa 0,8/1,0 m dal piano campagna. Lo stesso si caratterizza dalla presenza di medio/bassi valori di resistività elettrica (compresi tra 90 e 200 $Ohm \times m$), verosimilmente correlabili con la presenza di terreno di riporto superficiale a granulometria limo/sabbiosa;
- il secondo elettrostrato, il più interessante per lo studio in atto, si individua dal letto del primo e fino alla profondità massima di 2,5 m dal piano campagna. Il suddetto secondo elettrostrato è caratterizzato da un ampio spettro di valori di resistività (compresi tra 400 e 7000 $Ohm \times m$). In particolare i valori più elevati di resistività riscontrati all'interno dell'elettrostrato n° 2 vanno a formare delle anomalie caratterizzate da geometrie ben squadrate. Tali valori possono essere verosimilmente correlabili con la presenza di travertino compatto/alterato primario in situ o più probabilmente con la presenza di blocchi di travertino relativi alla presenza del sistema fondale del tempio di Nettuno e/o di un gradino più esterno del tempio stesso;
- il terzo elettrostrato si individua a partire dalla profondità di 2,5 m dal piano campagna e fino alla profondità di 5,5/6,0 m dal p.c. ed è caratterizzato dalla presenza di valori di medio bassa resistività elettrica (compresi tra 40 e 300 $Ohm \times m$) verosimilmente correlabili con la presenza di terreni sabbioso/limoso sciolti;
- il quarto ed ultimo elettrostrato si individua al letto del terzo e fino alla massima profondità investigata (circa 7m dal piano campagna). Lo stesso risulta caratterizzato da valori di resistività elevati

superiori a 1500 $Ohm \times m$), verosimilmente correlabili con la presenza di livelli di travertino compatto, in buon accordo con quanto evidenziato dal sondaggio geognostico effettuato contestualmente all'esecuzione delle indagini geoelettriche di cui si riportano in Figg. 5.3.2.2 – 5.3.2.4 le cassette catalogatrici con le carote prelevate.

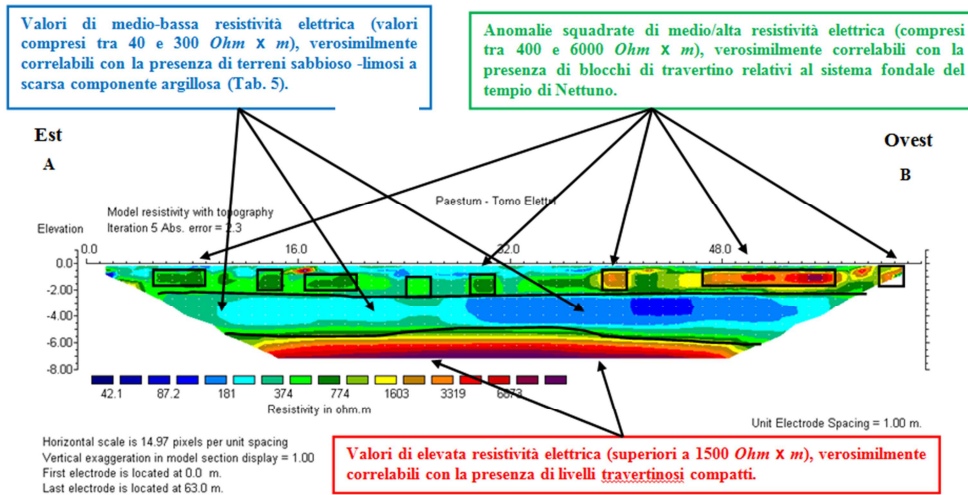


Figura 5.3.2.1: Tomografia 2D di resistività elettrica ($Ohm \cdot m$) relativa allo stendimento multielettrodo n°1 - A-B effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Spaziatura elettrodo 1m. Lunghezza complessiva stendimento 63m. 897 misure di resistività elettrica. Configurazione multielettrodo di tipo Dipolo-Dipolo64.

LITOTIPO	ρ (Ω m)	ϕ (%)
Acqua	10÷100	-
Acqua di mare	2÷3	-
Arenarie	200÷5000	7÷30
Argille	1÷50	40÷70
Calcari	300÷10000	2÷30
Detrito alluvionale	50÷1000	15÷60
Dolomie	500÷10000	2÷20
Sabbie e Ghiaie	70÷700	30÷60
Graniti	1000÷20000	0.2÷0.8
Marne	100÷500	8÷15
Piroclastiti	50÷600	15÷60
Rocce ignee	100÷10000	30÷10
Suolo di copertura	10÷200	60÷90
Tufi	150÷900	10÷40

Tabella 5.3.2.1: Valori indicativi di resistività (Ω m) e di porosità (%) di alcuni litotipi e dell'acqua.



Figura 5.3.2.2: Cassetta catalogatrice C1 del sondaggio realizzato (profondità 0-5m dal p.c.). Si evidenzia la presenza di un blocco di travertino a profondità comprese tra 2.0 e 2.4m dal p.c..



Figura 5.3.2.3: Cassetta catalogatrice C2 del sondaggio realizzato (profondità 5-10m dal p.c.). Si evidenzia la presenza di travertino compatto a partire dalla profondità di circa 6m dal p.c., in buon accordo con le indagini eseguite.



Figura 5.3.2.4: Particolare del livello di travertino che risulta molto compatto e con presenza di vacuoli (vuoti).

La sezione bidimensionale elettro-tomografica C-D (Fig. 5.3.2.5) relativa allo stendimento n° 2 effettuato risulta piuttosto simile alla precedente

anche se è possibile evidenziare delle differenze sostanziali. In questo caso si evidenzia la presenza di soli due elettrostrati, in quanto la presenza di anomalie di valori elevati di resistività si riscontra unicamente nella parte finale della sezione 2D:

- il primo elettrostrato si individua a partire dal p.c. e fino alla profondità di circa 5,0/6,5 m dal p.c. ed è sostanzialmente caratterizzato dalla presenza di valori di medio bassa resistività elettrica (compresi tra 40 e 350 $Ohm \times m$) verosimilmente correlabili con la presenza di terreni sabbioso/limoso sciolti. All'interno del primo elettrostrato è possibile evidenziare la presenza di anomalie di elevata resistività elettrica individuabili a partire dal 39° elettrodo e fino alla fine dello stendimento messo in opera, a profondità comprese tra 0,5 e 2,0 m dal p.c., con valori di resistività compresi tra 1400 e 5000 $Ohm \times m$. I valori più elevati di resistività riscontrati vanno a formare anche in questo caso delle anomalie caratterizzate da geometrie ben squadrate. Tali valori possono essere verosimilmente correlabili con la presenza di travertino compatto/alterato primario in situ o più probabilmente con la presenza di blocchi di travertino relativi alla presenza del sistema fondale del tempio di Nettuno e/o di un gradino più esterno del tempio stesso;
- il secondo elettrostrato si individua al letto del precedente e fino alla massima profondità investigata (circa 7,0 m dal p.c.). Lo stesso risulta caratterizzato da valori di resistività elevati (superiori a 1500 $Ohm \times m$), verosimilmente correlabili con la presenza di livelli di travertino compatto, in buon accordo con quanto evidenziato dal sondaggio geognostico effettuato contestualmente all'esecuzione delle indagini geoelettriche di cui si riportano in Figg. 5.3.2.2 – 5.3.2.4 le cassette catalogatrici con le carote prelevate). In questo caso il livello di travertino risulta lievemente più superficiale e con un andamento ondulato.

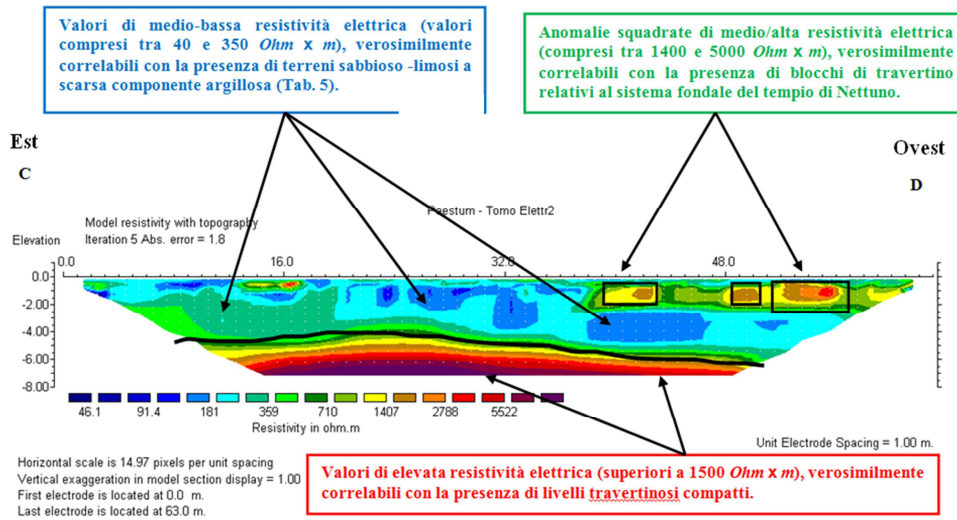


Figura 5.3.2.5: Tomografia 2D di resistività elettrica ($Ohm \cdot m$) relativa allo stendimento multielettrodo n° 2 - C-D effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Spaziatura elettrodoica 1m. Lunghezza complessiva stendimento 63m. 897 misure di resistività elettrica. Configurazione multielettrodo di tipo Dipolo-Dipolo64.

La sezione bidimensionale elettro-tomografica E-F (Fig. 5.3.2.6) ottenuta con configurazione di acquisizione Dipolo-Dipolo relativa allo stendimento n.3 effettuato risulta simile alla sezione n. 1, con poche differenze rispetto alla precedente. Anche in questo caso si evidenzia la presenza di soli due elettrostrati:

- il primo elettrostrato si individua a partire dal p.c. e fino alla profondità di circa 4,0/6,0 m dal p.c. ed è sostanzialmente caratterizzato dalla presenza di valori di medio bassa resistività elettrica (compresi tra 35 e 400 $Ohm \times m$) verosimilmente correlabili con la presenza di terreni sabbioso/limoso sciolti. All'interno del primo elettrostrato è possibile evidenziare la presenza di piccole anomalie di resistività elettrica relativamente più elevata individuabili tra il 39° ed il 54° elettrodo a profondità comprese tra 0,5 e 2,0 m dal p.c.. In questo caso i valori relativamente più elevati di resistività sono solo legati all'influenza indotta dalle anomalie precedentemente descritte;
- il secondo elettrostrato si individua al letto del precedente e fino alla massima profondità investigata (circa 7,0 m dal p.c.). Lo stesso

risulta caratterizzato da valori di resistività elevati (superiori a 1800 $\text{Ohm} \times \text{m}$), verosimilmente correlabili con la presenza di livelli di travertino compatto. Nella sezione E-F il travertino si individua a minori profondità (circa 4 metri dal p.c.) tra il primo ed il 38° elettrodo e a profondità di circa 6 metri a partire dal 40° elettrodo in poi.

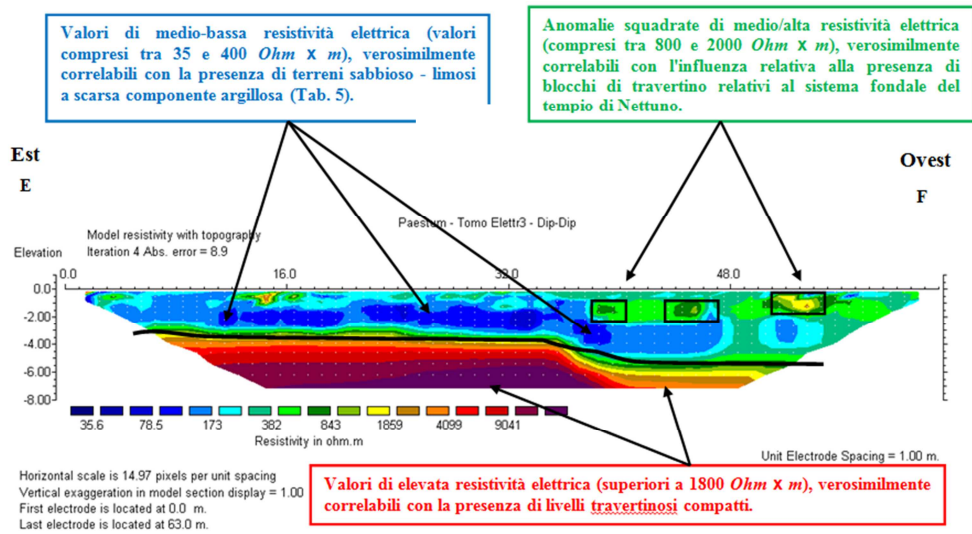


Figura 5.3.2.6: Tomografia 2D di resistività elettrica ($\text{Ohm} \times \text{m}$) relativa allo stendimento multielettrodo n° 3 - E-F effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Spaziatura elettrodoica 1m. Lunghezza complessiva stendimento 63m. 897 misure di resistività elettrica. Configurazione multielettrodo di tipo Dipolo-Dipolo64.

Per il terzo stendimento, la cui sezione è di seguito riportata (Fig. 5.3.2.7), risulta del tutto simile alla precedente tranne che per i valori di resistività che risultano sostanzialmente più bassi.

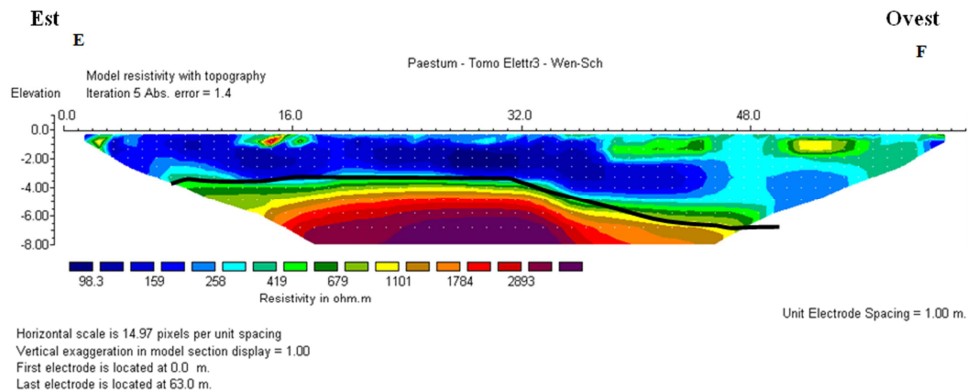


Figura 5.3.2.7: Tomografia 2D di resistività elettrica ($Ohm \cdot m$) relativa allo stendimento multielettrodo n° 3 - E-F effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Spaziatura elettrodoica 1m. Lunghezza complessiva stendimento 63m. 897 misure di resistività elettrica. Configurazione multielettrodo di tipo Wenner-Schlumberger64.

Lo stendimento n° 4 è stato messo in opera interamente all'interno del tempio di Nettuno, posizionando gli elettrodi speciali costituiti da basi in acciaio inox in prossimità delle fughe tra i blocchi travertinosi. In questo caso l'errore risulta più elevato rispetto alle precedenti acquisizioni a causa delle elevate resistenze di contatto.

La sezione bidimensionale elettro-tomografica G-H (Fig. 5.3.2.8) ottenuta permette però di individuare alcune anomalie piuttosto significative di elevata resistività (valori di resistività superiori a $8000 Ohm \cdot m$). Le suddette anomalie si individuano tra il 12° ed il 16° elettrodo (a profondità comprese tra 2,5 e 4,5 m dal p.c.), tra il 18° ed il 20° elettrodo (a profondità comprese tra 0,8 e 3,6 m dal p.c.), tra il 23° ed il 26° elettrodo (a profondità comprese tra 1,2 e 8,0 m dal p.c.), tra il 30° ed il 31° elettrodo (a profondità comprese tra 1,2 e 2,8 m dal p.c.), tra il 36° ed il 38° elettrodo (a profondità comprese tra 1,2 e 2,5 m dal p.c.) e tra il 47° ed il 50° elettrodo (a profondità comprese tra 2,0 e 4,0 m dal p.c.).

Le suddette anomalie sono verosimilmente imputabili alla presenza di blocchi travertinosi relativi alla presenza del sistema fondale del Tempio.

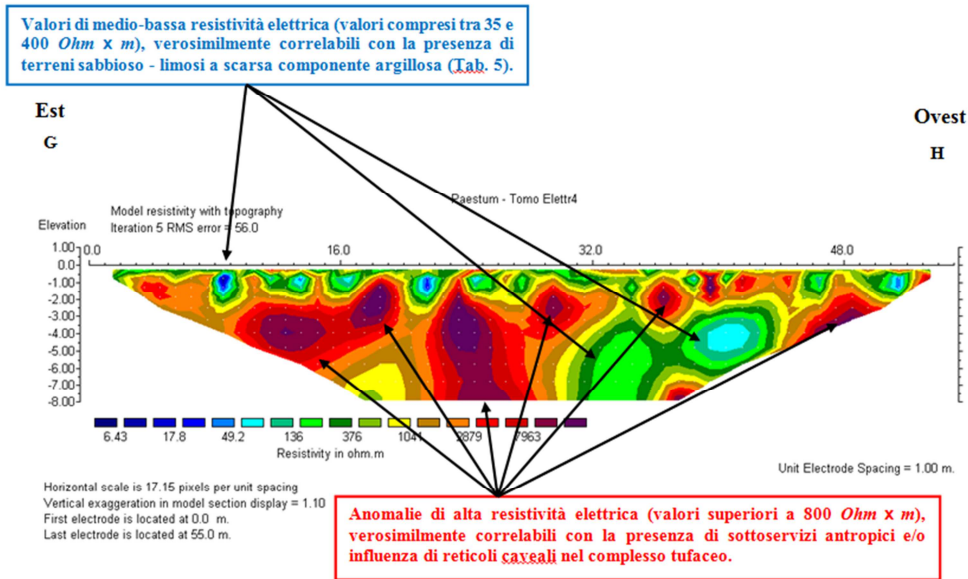


Figura 5.3.2.8: Tomografia 2D di resistività elettrica ($\Omega \cdot m$) relativa allo stendimento multielettrodo n° 4 - G-H effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Spaziatura elettrodo 1m. Lunghezza complessiva stendimento 55m. 720 misure di resistività elettrica. Configurazione multielettrodo di tipo Wenner-Schlumberger56.

Anche lo stendimento n° 5 è stato messo in opera, come il precedente, interamente all'interno del tempio di Nettuno. In questo caso però l'errore relativo all'elaborazione effettuata risulta eccessivamente elevato al punto da inficiare la correttezza della stessa (Fig. 5.3.2.9).

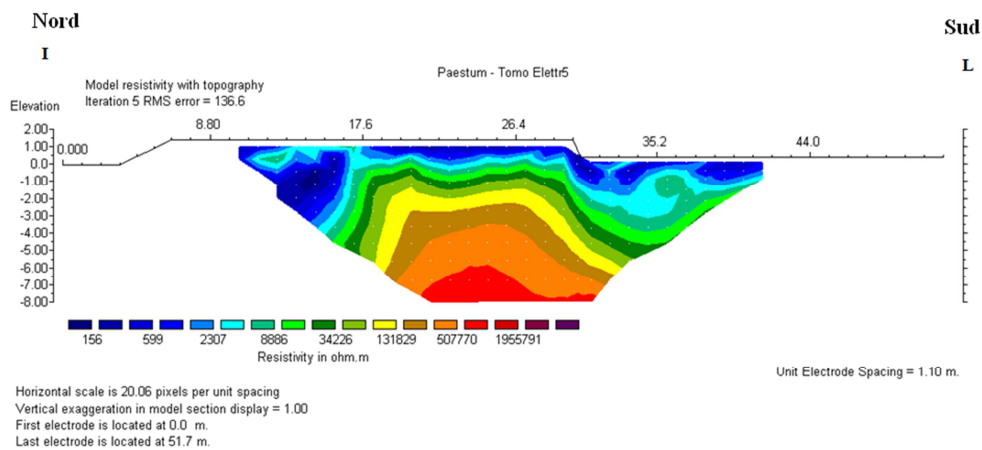


Figura 5.3.2.9: Tomografia 2D di resistività elettrica ($\Omega \cdot m$) relativa allo stendimento multielettrodo n° 5 - I-L effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum.

Spaziatura elettroica 1.1m. Lunghezza complessiva stendimento 34.1m. 321 misure di resistività elettrica. Configurazione multielettrodo di tipo Wenner-Schlumberger32.

Infine si riporta la sezione bidimensionale elettro-tomografica M-N (Fig. 5.3.2.10) relativa allo stendimento n° 6 effettuato tra il Tempio di Nettuno ed il Tempio di Hera, lungo l'allineamento di alcune bocche relativamente correlabili con la presenza di cisterne sotterranee.

La sezione elettro-tomografica ottenuta risulta caratterizzata dalla presenza di n° 2 tipologie di anomalie ben definite:

- anomalie di altissima resistività elettrica (valori ben superiori ai $10000 \text{ Ohm} \times \text{m}$), che si individuano tra il 13° ed il 18° elettrodo (a profondità comprese tra 1,5 e 5,0 m dal p.c.), tra il 21° ed il 24° elettrodo (a profondità comprese tra 1,8 e 4,0 m dal p.c.), tra il 29° ed il 30° elettrodo (a profondità comprese tra 2,0 e 4,0 m dal p.c.) e tra il 36° ed il 41° elettrodo (a profondità comprese tra 1,5 e 8,0 m dal p.c.). Le suddette anomalie sono verosimilmente correlabili con la presenza di cavità/reticoli caveali relative alla presenza delle cisterne interrato;
- anomalie di bassa resistività elettrica (valori di resistività compresi tra 7 e 80 $\text{Ohm} \times \text{m}$), individuabili tra il 14° ed il 20° elettrodo a profondità comprese tra 0,5 e 9,0 m dal p.c. e correlabili alla presenza di infiltrazioni idriche che rendono i terreni saturi.

La presenza delle suddette anomalie non permette di definire in dettaglio la stratigrafia di sito così come nelle precedenti sezioni tomografiche n° 1-3.

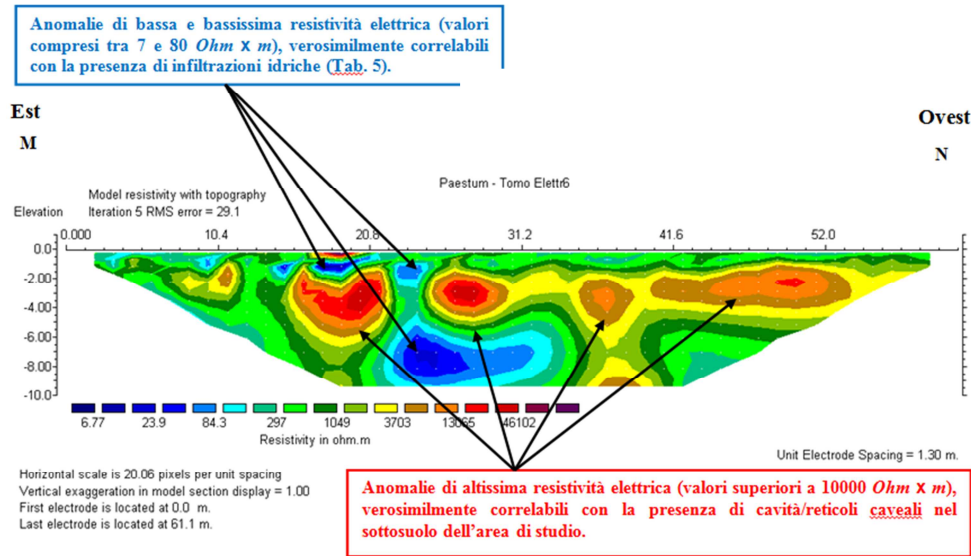


Figura 5.3.2.10: Tomografia 2D di resistività elettrica ($\text{Ohm} \cdot \text{m}$) relativa allo stendimento multielettrodo n°6 - M-N effettuato presso il Tempio di Nettuno nel Parco Archeologico di Paestum. Spaziatura elettrodoica 1.3m. Lunghezza complessiva stendimento 61.1m. 609 misure di resistività elettrica. Configurazione multielettrodo di tipo Dipolo-Dipolo48

Va infine esplicitato che le indagini di geofisica applicata (nella fattispecie le indagini geoelettriche) costituiscono solo un aspetto di un approccio multifase e sequenziale dell'esecuzione di servizi di indagine a base geologica. Le osservazioni e le misure dirette, di tipo geologico e geotecnico, non sono sostituibili da prove geofisiche indirette: sondaggi e prove geotecniche in situ sono invece vantaggiosamente impiegati per confermare e calibrare i risultati geofisici e migliorare l'accuratezza delle conclusioni.

5.4. Tomografia sismica.

Tra le indagini condotte nelle aree adiacenti al Tempio di Nettuno e riportate nei paragrafi precedenti, è stata effettuata una tomografia sismica a rifrazione (Fig. 5.4.1), al fine di definire le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi del sito di interesse progettuale con particolare riferimento alle velocità delle onde longitudinali (V_p).

Tali indagini sono state eseguite dal Dott. Geologo Francesco Cuccurullo e dal Dott. Geologo Marco Catalano sotto la supervisione del Prof. Luigi Petti e del proprio gruppo di ricerca di cui lo scrivente fa parte.



Figura 5.4.1: Tomografia sismica a rifrazione.

Lo scopo di tali indagini consiste nel determinare direttamente la velocità di propagazione, all'interno del mezzo in esame, delle onde di compressione (onde P) attraverso l'utilizzo di geofoni verticali e/o delle onde di taglio (onde S) con l'utilizzo di geofoni orizzontali ed indirettamente, utilizzando i valori delle velocità acquisite (V_P , V_S), è possibile stimare le proprietà meccaniche (moduli dinamici) delle litologie investigate.

Le metodologie in oggetto si basano sulla tecnica di generare onde sismiche in un punto del terreno (tramite piccole cariche esplosive, un apposito fucile esploditore, una massa battente etc.), e di rilevarne l'arrivo, mediante sensori (geofoni) in altri punti.

L'energizzazione genera onde elastiche longitudinali (P) e trasversali (S) che si propagano in tutte le direzioni; in particolare le onde longitudinali P (Fig.

5.4.2) si propagano mediante oscillazioni delle particelle che costituiscono il mezzo attraversato nella stessa direzione della propagazione dell'onda. Di conseguenza, il mezzo sarà soggetto principalmente a sforzi di compressione e dilatazione.

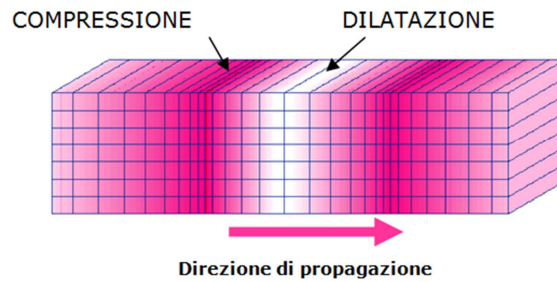


Figura 5.4.2: Rappresentazione grafica delle direzioni di oscillazione delle particelle che costituiscono il mezzo nel caso della propagazione di onde longitudinali P (direzione di oscillazione coincidente con quella di propagazione dell'onda).

Le onde trasversali S (Fig. 5.4.3) si propagano mediante oscillazioni delle particelle del mezzo perpendicolarmente alla direzione di propagazione dell'onda. Di conseguenza, il mezzo sarà soggetto a sforzi di taglio.

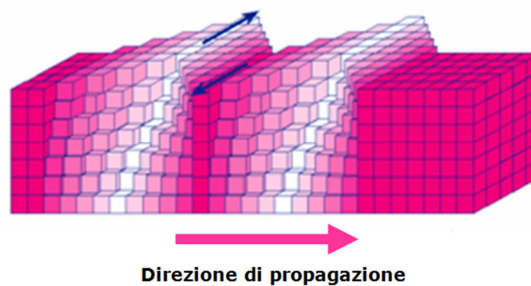


Figura 5.4.3: Rappresentazione grafica delle direzioni di oscillazione delle particelle che costituiscono il mezzo nel caso della propagazione di onde di taglio S (direzione di oscillazione perpendicolare alla direzione di propagazione dell'onda).

Le onde sismiche non sono caratterizzate da un trasporto di materia, ma da un trasferimento di energia. Tenendo presente che lo sforzo impulsivo può ripartirsi in componenti normali e tangenziali, si deduce che le onde longitudinali possono anche essere chiamate onde di compressione in quanto generate dalla reazione elastica che si oppone a variazioni di volume e/o di lunghezza del corpo e di cui sono responsabili le componenti normali dello sforzo. Le onde trasversali sono anche dette onde di taglio in

quanto generate da reazione elastica che si oppone a variazioni di forma del corpo e di cui sono responsabili le componenti tangenziali dello sforzo.

Logicamente, onde di compressione e di taglio si generano contemporaneamente in seguito ad uno sforzo impulsivo, ma sono caratterizzate da differenti velocità di propagazione.

Attraverso lo studio dei tempi di percorso delle onde di compressione e di taglio e quindi delle velocità, si può risalire alla disposizione geometrica e alle caratteristiche meccanico-elastiche dei litotipi presenti nell'area di indagine.

La metodologia d'indagine più recente che sfrutta le onde sismiche rifratte è il metodo Tomografico. La modellizzazione tomografica non individua la geometria di isolati rifrattori bensì ricostruisce un'immagine 2D del sottosuolo (tomogramma) in modo continuo considerando tutti i fenomeni (rifrazione, diffrazione e riflessione) a cui possono essere sottoposte le onde sismiche. Le operazioni di misura sono simili alle prove a rifrazione ma richiedono un maggior numero di energizzazioni (almeno 5 scoppi). La profondità nominale raggiunta dalla sezione è proporzionale alla lunghezza della linea.

5.4.1. Indagine eseguita.

Al fine di caratterizzare sismicamente il suolo nell'area oggetto di indagine, è stata eseguita n°1 tomografia sismica a rifrazione con le seguenti caratteristiche (Tab. 5.4.1.1):

<i>Prospezione sismica</i>	<i>Lunghezza complessiva dello stendimento (m)</i>	<i>Spacing (m)</i>	<i>Offset (m)</i>	<i>Direzione</i>
<i>Tomografia sismica n.1</i>	<i>60,00</i>	<i>2,50</i>	<i>shot 1 = 2,50m da G1</i> <i>shot 2 = 1,25m (tra G6 e G7)</i> <i>shot 3 = 1,25m (tra G12 e G13)</i> <i>shot 4 = 1,25m (tra G18 e G19)</i> <i>shot 5 = 2,50m da G24</i>	<i>N 180° E</i>

Tabella 5.4.1.1: Riepilogo caratteristiche delle fasi di acquisizione relative allo stendimento geofonico messo in opera.

Le indagini sono state condotte mediante l'utilizzo di sismografo M.A.E. A6000-S 24 bit 24 canali, strumento compatto e versatile progettato e realizzato appositamente per eseguire indagini di prospezione sismica convenzionali (rifrazione, riflessione) e non convenzionali [Re.Mi. (Refraction Microtremor); M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves); S.A.S.W. (Spectral Analysis of Surface Waves)].

La sorgente sismica (Fig. 5.4.1.1) è costituita da un impatto transiente verticale (maglio dal peso di 8 kg che batte su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un geofono verticale Geospace a 14Hz, posto in prossimità della piastra.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni verticali (Geospace – 4.5Hz) posizionati lungo il profilo sismico (Fig. 3.3.1) con lunghezza, offset e spacing predefiniti.

Energizzando il terreno in superficie e misurando i tempi di arrivo delle onde P sono state determinate le velocità V_p dei litotipi e la loro disposizione geometrica bidimensionale.

Lungo lo stendimento sono state eseguite varie energizzazioni con battute in 5 diversi punti (Tab. 5.4.1.1). Per le acquisizioni dei segnali è stata evitata

la sommatoria sincrona dei segnali al fine di evitare di “sporcare” i segnali stessi.



Figura 5.4.1.1: Sorgente energizzante, costituita da massa battente di 8kg su piastra di alluminio. Come starter/trigger è stato utilizzato un geofono verticale Geospace a 14Hz.

I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito software (RAYFRACT 3.9) utilizzando il metodo GRM (Metodo Reciproco Generalizzato) per la determinazione della sismostratigrafia delle V_p del sottosuolo.

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale $T=0,546s$, sono state effettuate con passo di campionamento $dt=0,266ms$.

La frequenza di campionamento è data da: $f_{campionamento}=1/dt=3750Hz$. La frequenza massima dei segnali, ovvero la frequenza di Nyquist, è data da: $f_{Nyquist}=1/2dt=1875Hz$. La frequenza minima dei segnali è data da: $f_{min}=1/T=1,831Hz$.

L'indagine geofisica di superficie, effettuata mediante sismica a rifrazione in onde P ed elaborazione tomografica, ha permesso di identificare le variazioni verticali e laterali dei differenti tipi litologici del sito.

La sismostratigrafia 2D delle V_p dell'area di indagine risulta adeguatamente rappresentata nelle sezioni tomografiche precedentemente riportate.

L'analisi della prospezione sismica a rifrazione effettuata evidenzia la presenza di due sismostrati ben definiti e riportati nella tabella seguente.

<i>Sismostrato</i>	<i>Profondità media top sismostrato</i>	<i>Spessore medio (m)</i>	<i>V_p (m/s)</i>
<i>S1</i>	<i>0m dal p.c.</i>	<i>4,6</i>	<i>406.7</i>
<i>S2</i>	<i>-4,6m dal p.c.</i>	<i>indefinito</i>	<i>1554.6</i>

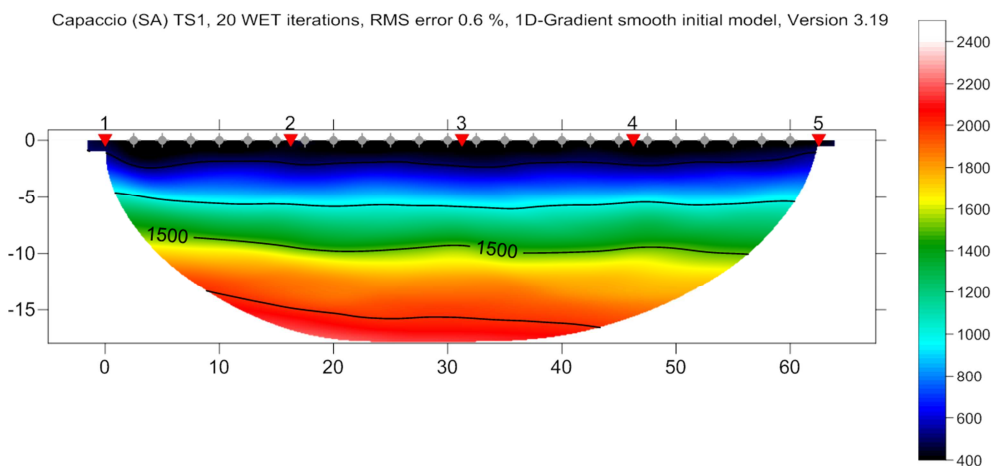


Figura 5.4.1.2: TOMOGRAFIA SISMICA N.1 – SEZIONE TOMOGRAFICA 2D.

6. Analisi preliminare della sicurezza sismica.

I risultati ottenuti e descritti nei capitoli precedenti permettono di valutare in modo preliminare il rischio sismico delle colonne del tempio di Nettuno a Paestum con riferimento ai meccanismi di collasso per ribaltamento riportati di seguito.

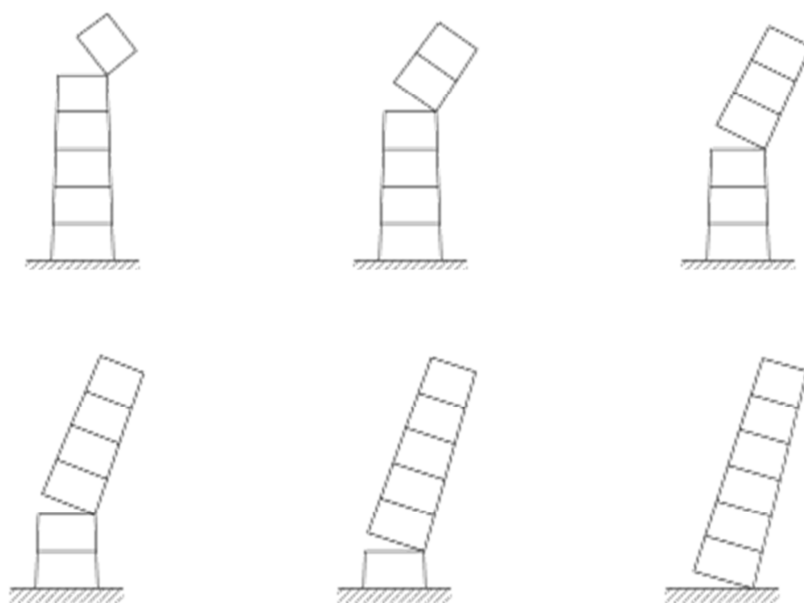


Figura 6.1: Possibili configurazioni di ribaltamento per una colonna costituita da sei rocchi.

A tal proposito è stata eseguita un'analisi statica non lineare in termini di spostamento per valutare la curva di capacità della colonna considerando diverse configurazioni di collasso.

Tali curve sono state poste a confronto con le domanda sismica del sito di Paestum definita mediante uno spettro di risposta elastico per un prefissato periodo di ritorno.

In particolar modo, lo spostamento atteso del sistema in occasione di un dato evento sismico viene determinato individuando sulla curva di capacità lo spostamento compatibile con la richiesta sismica. L'individuazione di questo spostamento viene perseguita operando nello spazio *ADRS*

(*Acceleration Displacement Response Spectrum*) e quindi descrivendo la curva di capacità e lo spettro di risposta in termini di accelerazioni e spostamento spettrali. Nello spazio *ADRS* lo spettro di risposta e la curva di capacità prendono rispettivamente il nome di spettro di domanda (*Demand Spectrum*) e di spettro di capacità (*Capacity Spectrum*).

Grazie a questa trasformazione di coordinate, si fornisce una rappresentazione grafica della prestazione sismica del sistema soggetto ad un dato terremoto che viene individuata dall'intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di risposta rappresentativo della richiesta indotta dal terremoto. Le coordinate di tale punto di intersezione, detto punto di funzionamento (*Performance Point*) della struttura, definiscono l'accelerazione e lo spostamento massimi attesi nel sistema.

Il *Performance Point* deve quindi soddisfare due condizioni:

- appartenenza al *Capacity Spectrum* per essere rappresentativo del comportamento della struttura ad un certo spostamento;
- appartenenza al *Demand Spectrum* che rappresenta la domanda non lineare in corrispondenza dello stesso spostamento strutturale.

6.1. L'analisi pushover.

Per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura è necessario disporre di strumenti di analisi che permettano di coglierne il comportamento non lineare e la sua evoluzione nel tempo.

L'analisi dinamica non lineare al passo è indubbiamente lo strumento più completo ed efficace: la risposta della struttura viene determinata mediante integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) non lineare.

Questa presenta però alcuni aspetti che ne impediscono un diffuso impiego nella pratica professionale:

- la scelta dei parametri che intervengono è delicata ed influenza sensibilmente i risultati dell'analisi stessa;
- sono necessarie numerose analisi impiegando differenti accelerogrammi opportunamente selezionati per ottenere un risultato rappresentativo della risposta attesa;
- l'accuratezza dell'analisi va a scapito della semplicità e della rapidità di esecuzione;
- l'interpretazione dei risultati è complessa ed onerosa.

Un'alternativa è l'uso di procedure di analisi statiche non lineari che, pur conservando la notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari, consentono stime più realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare.

Questo tipo di analisi comprende essenzialmente due aspetti:

- la determinazione di un legame forza-spostamento (curva di capacità o curva di pushover), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di pushover (ATC-40, 1996);
- la valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (Performance Point) raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

L'analisi di spinta consente quindi di descrivere il comportamento della struttura tramite un semplice legame monodimensionale forza-spostamento detto curva di capacità. In tal modo l'analisi della risposta della struttura viene ricondotta a quella di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) equivalente alla struttura di partenza.

I metodi statici non lineari permettono di individuare lo spostamento massimo di tale sistema SDOF equivalente e quindi la risposta della struttura (punto prestazionale) soggetta ad un evento sismico descritto dal relativo spettro di risposta in accelerazione.

L'analisi di pushover (ATC-40, 1996) o analisi di spinta (letteralmente pushover significa "spingere oltre") è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata.

Essa consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito.

In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

Nel caso di sistemi SDOF l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva.

Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza laterale k e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento.

La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale D_t in Figura 6.1.1).

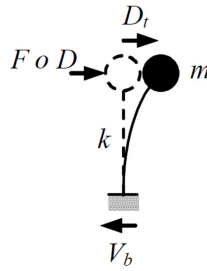


Figura 6.1.1: Schematizzazione di sistema ad un grado di libertà (SDOF).

In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento D o una forza F la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$D = \alpha \cdot d$$

$$F = \beta \cdot f$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di d o f , il fattore moltiplicativo α o β viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di α o β corrisponde quindi un valore di D o F che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base V_b e lo spostamento con quello della massa D_t :

- nel caso di analisi a forze imposte (F è la forza applicata ad m): $V_b=F$ e $D_t=D$ essendo D lo spostamento di m prodotto da F ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti (D è lo spostamento applicato ad m): $D_t=D$ e $V_b=F$ essendo F la reazione vincolare risultante.

Nel caso di sistemi MDOF, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano (Figura 6.1.2) e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento.

La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se, in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità. In effetti lo spostamento in sommità non sembra essere sempre un parametro affidabile.

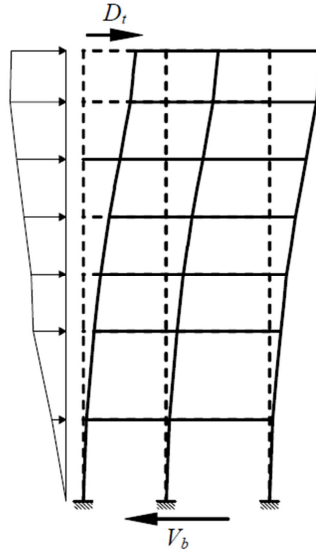


Figura 6.1.2: Applicazione dell'analisi di spinta ad un telaio.

In una analisi di spinta basata sugli spostamenti o sulle forze si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti $\mathbf{D}=(D_1, D_2, \dots, D_j,$

..., $D_n)^T$ o di forze $\mathbf{F}=(F_1, F_2, \dots, F_j, \dots, F_n)^T$ a livello di piano che possono essere definite da un vettore di forma \mathbf{d} o \mathbf{f} moltiplicato per un fattore di scala α o β :

$$\mathbf{D} = \alpha \cdot \mathbf{d}$$

$$\mathbf{F} = \beta \cdot \mathbf{f}$$

dove $\mathbf{d}=(d_1, d_2, \dots, d_i, \dots, d_n)^T$ e $D_i=\alpha d_i$ è lo spostamento del piano i -esimo oppure $\mathbf{f}=(f_1, f_2, \dots, f_i, \dots, f_n)^T$ e $F_i=\beta f_i$ è la forza di piano i -esima.

Per descrivere il comportamento del sistema attraverso una legame scalare forza-spostamento $P-U$ (detto curva di capacità) si scelgono comunemente il taglio alla base e lo spostamento D_j del piano j -esimo come ad esempio quello in sommità D_t :

$$U = D_j \qquad P = \mathbf{1}^T \mathbf{F}$$

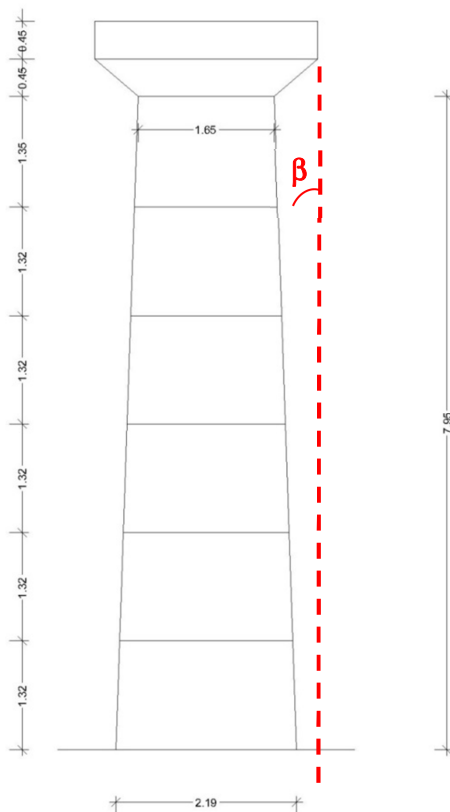
Considerando che l'obiettivo è di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando una sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

Concettualmente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, perfino quando un modo è dominante, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterata (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), per cui applicare una distribuzione di forze costante non è comunque esatto; inoltre possono sorgere difficoltà nel condurre analisi anelastiche stabili con controllo in forze, poiché queste non sono in grado di cogliere un eventuale comportamento softening della struttura né di seguire accuratamente risposte associate a rigidezze molto piccole, per cui può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a

spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura "libera" di deformarsi a fronte dell'evento sismico e quindi a risultati seriamente fuorvianti.

6.2. Determinazione delle curve di capacità e della domanda sismica.

Le colonne del tempio di Nettuno a Paestum sono costituite da sei rocchi semplicemente sovrapposti. Le dimensioni dei rocchi risultano leggermente differenti tra le 36 colonne del peristilio, pertanto è stata definita una colonna tipo le cui dimensioni risultano la media delle dimensioni delle 36 colonne.



Dimensioni colonna tipo			
Rocco	B [m]	b [m]	H [m]
1	1.74	1.65	1.35
2	1.83	1.74	1.32
3	1.92	1.83	1.32
4	2.01	1.92	1.32
5	2.10	2.01	1.32
6	2.19	2.10	1.32

La colonna tipo, di forma trapezoidale, presenta un'altezza totale (H) di circa 7,92 m, base maggiore (B_{max}) pari a 2,19 m e base minore (B_{min}) pari a 1,65 m. Ogni singolo rocco, le cui basi hanno dimensioni differenti a seconda del punto di allocazione, presenta un'altezza di circa 1,32 m.

L'angolo β , che rappresenta l'inclinazione del lato obliquo del trapezio rispetto alla verticale, può essere calcolato nel seguente modo:

$$\beta = \tan^{-1}\left[\frac{B_{max} - B_{min}}{2H}\right]$$

Indicando con $n_{b,t}$ il numero di blocchi totali, ovvero sei, e con $n_{b,r}$ il numero di blocchi che ruotano rigidamente nella configurazione in esame, è possibile definire l'altezza del blocco in rotazione visto come l'insieme dei $n_{b,r}$ rocchi in movimento:

$$h_b = \frac{H \cdot n_{b,r}}{n_{b,t}}$$

L'insieme dei rocchi che ruotano rigidamente, viene considerato con un unico blocco, di forma trapezio, con altezza precedentemente definita, base minore pari a B_{min} e base maggiore pari a:

$$b_{max} = B_{min} + 2 \cdot h_b \cdot \tan \beta$$

Hai fini delle analisi, il blocco trapezoidale viene semplificato con un blocco rettangolare di altezza h_b e base (b_b) pari alla media tra B_{min} e b_{max} , ovvero:

$$b_b = \frac{B_{min} + b_{max}}{2}$$

Il blocco così definito può essere considerato come il modello di Housner e quindi possono essere definiti i due parametri geometrici rappresentativi del blocco, ovvero la lunghezza della semi diagonale R e l'angolo α formato da quest'ultima con il lato verticale del rettangolo:

$$R = \sqrt{\left(\frac{b_b}{2}\right)^2 + \left(\frac{h_b}{2}\right)^2}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{b_b}{h_b}\right)$$

A valle di quanto precedentemente illustrato, di seguito verrà indicata con $n_{b,r}/6$ la configurazione di collasso nella quale si mobilitano il primi $n_{b,r}$ blocchi posti in sommità.

Per ogni configurazione di collasso è stato calcolato lo spostamento orizzontale del baricentro del blocco di altezza h_b e base b_b per ogni valore dell'angolo di rotazione θ .

$$d = \frac{b_b}{2} - R \cdot \sin(\alpha - \theta)$$

È stato successivamente definito, per ogni valore di θ , il periodo di oscillazione del blocco, stimato utilizzando la formulazione di Housner presente in letteratura:

$$T = \frac{4}{p} \cosh^{-1}\left(\frac{1}{1 - \theta_0/\alpha}\right)$$

Noti lo spostamento orizzontale ed il periodo di oscillazione per ogni valore di θ , in maniera semplificata, facendo riferimento alle relazioni utilizzate per l'oscillatore semplice, è stata stimata la pseudo accelerazione spettrale:

$$S_{pa} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot d$$

In conclusione, per ogni valore dell'angolo di rotazione θ , definiti i corrispondenti valori dello spostamento orizzontale d e della pseudo accelerazione spettrale S_{pa} , è possibile costruire la curva (d, S_{pa}) che rappresenta la curva di capacità per la configurazione di collasso analizzata.

Tale curve vengono comparate, nel diagramma ADRS, alla domanda sismica stimata per il sito di Paestum come previsto dalle “Nuove Norme tecniche per le Costruzioni” D.M. del 14/01/2008 e dalla Circolare Applicativa n° 617 del 02/02/2009 del C.S.LL.PP..

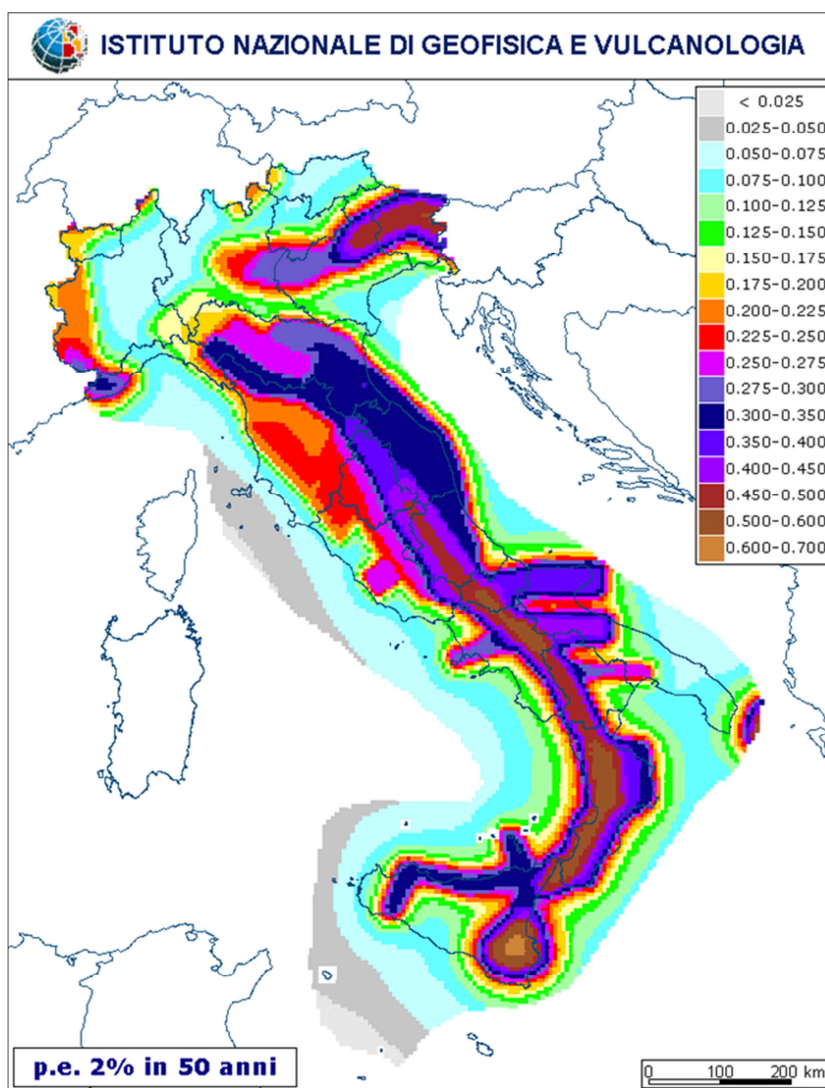


Figura 6.2.1: Mappa della pericolosità sismica, in termini di accelerazione al suolo per una probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni.

Nella tabella seguente, con riferimento al sito di Paestum, vengono riportati i parametri necessari per il calcolo degli spetti di risposta in termini di pseudo accelerazioni per i diversi stati limite. Nel caso in esame,

si farà riferimento allo stato limite di collasso a cui corrisponde un periodo di ritorno di 2475 anni.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.058	2.524	0.395
SLD	201	0.071	2.539	0.436
SLV	1898	0.140	2.781	0.530
SLC	2475	0.150	2.819	0.537

Tabella 6.2.1: Parametri per il calcolo degli spetti.

Gli spettri sono stati costruiti considerando le condizioni geologiche definite nei capitoli precedenti ed una categoria topografica T_1 in quanto il sito di Paestum è ubicato su una superficie pianeggiante.

In fine, ai fini della valutazione del fattore di smorzamento

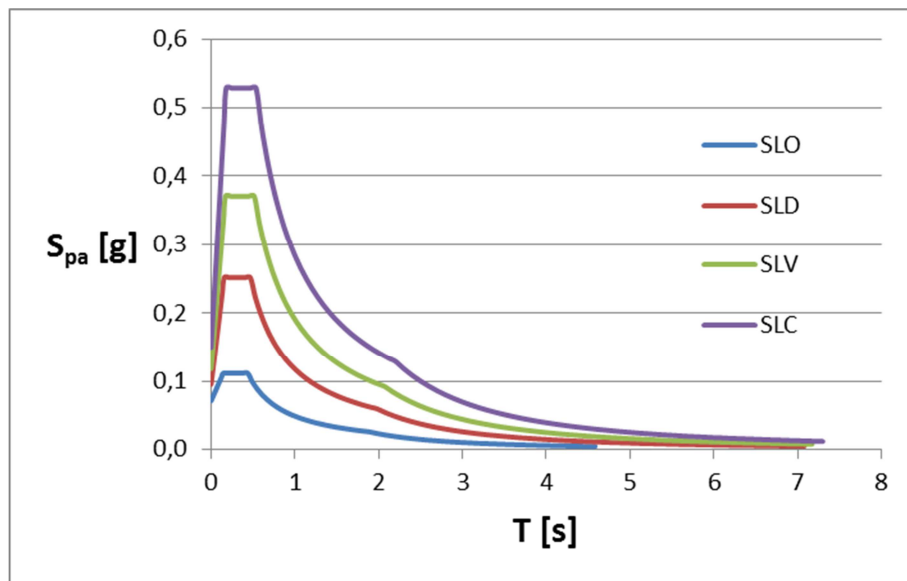


Figura 6.2.2: Spetti in termini di pseudo accelerazione spettrale.

A valle di quanto precedentemente esposto, si riportando di seguito, per ciascuna configurazione di collasso per ribaltamento riportate in figura 6.1, i diagrammi ADRS nei quali si compara la domanda sismica alla curva di capacità.

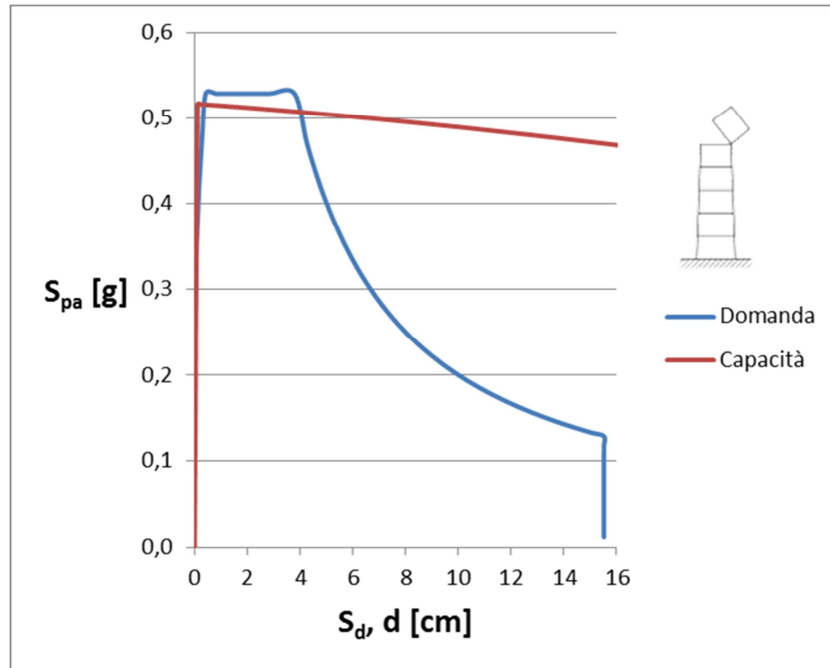


Figura 6.2.3: Comparazione tra la domanda sismica e la curve di capacità nel diagramma ADRS per la configurazione 1/6.

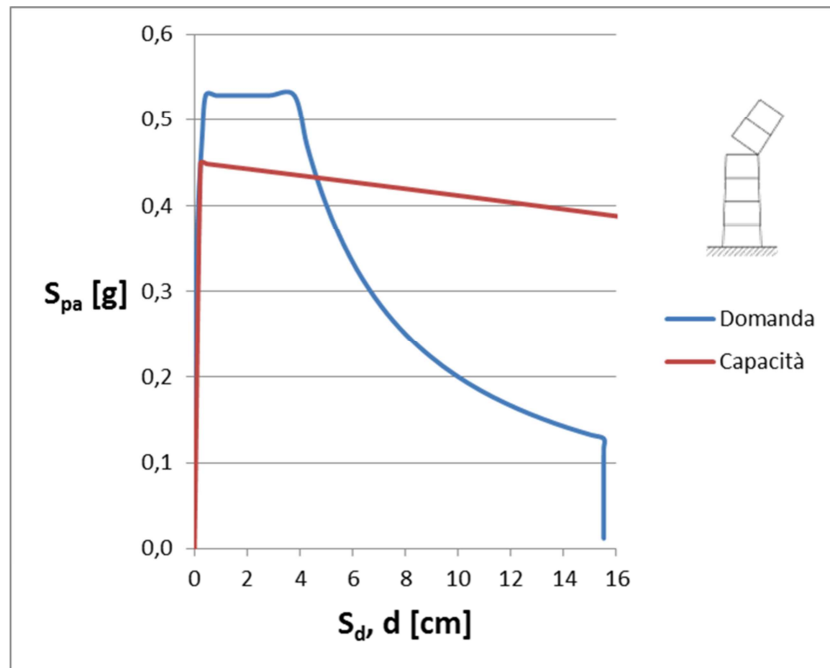


Figura 6.2.4: Comparazione tra la domanda sismica e la curve di capacità nel diagramma ADRS per la configurazione 2/6.

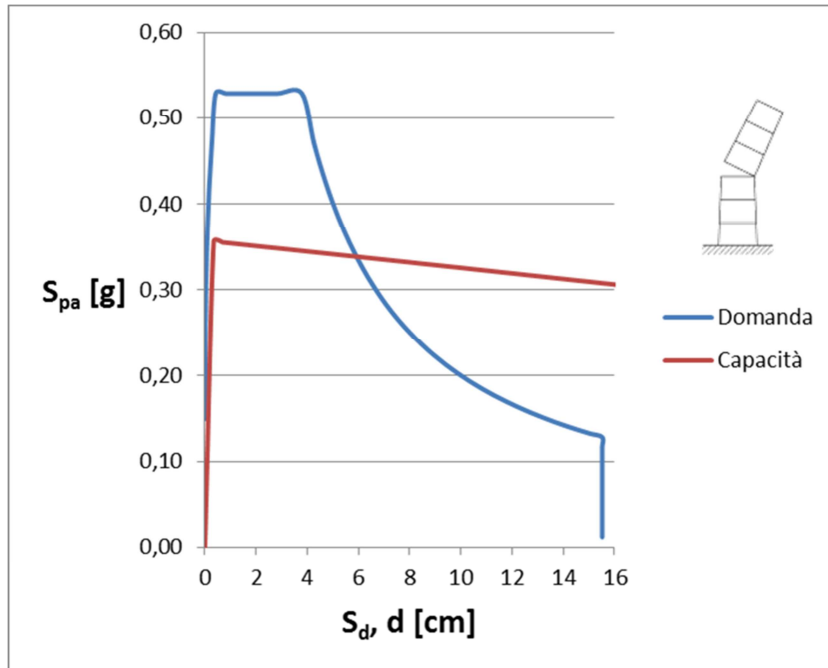


Figura 6.2.5: Comparazione tra la domanda sismica e la curve di capacità nel diagramma ADRS per la configurazione 3/6.

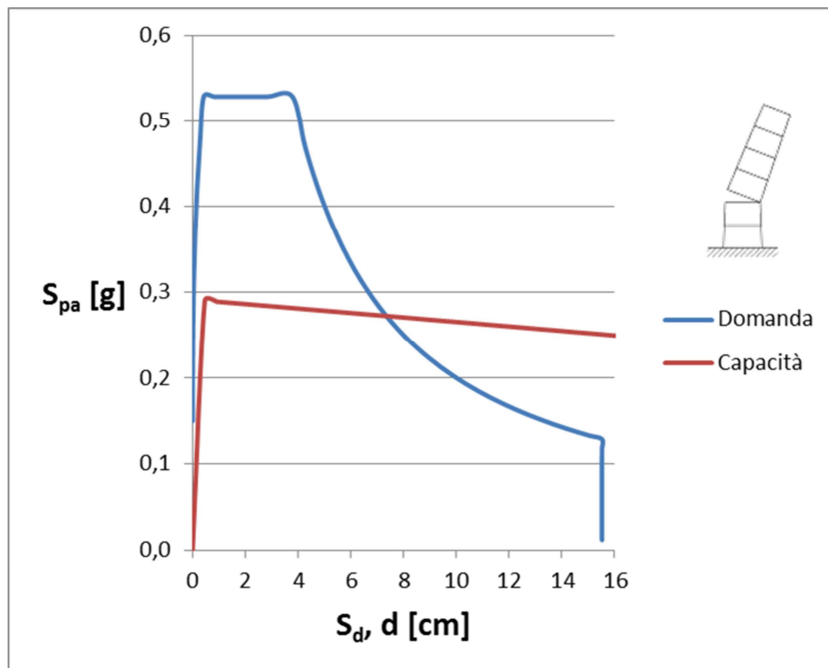


Figura 6.2.6: Comparazione tra la domanda sismica e la curve di capacità nel diagramma ADRS per la configurazione 4/6.

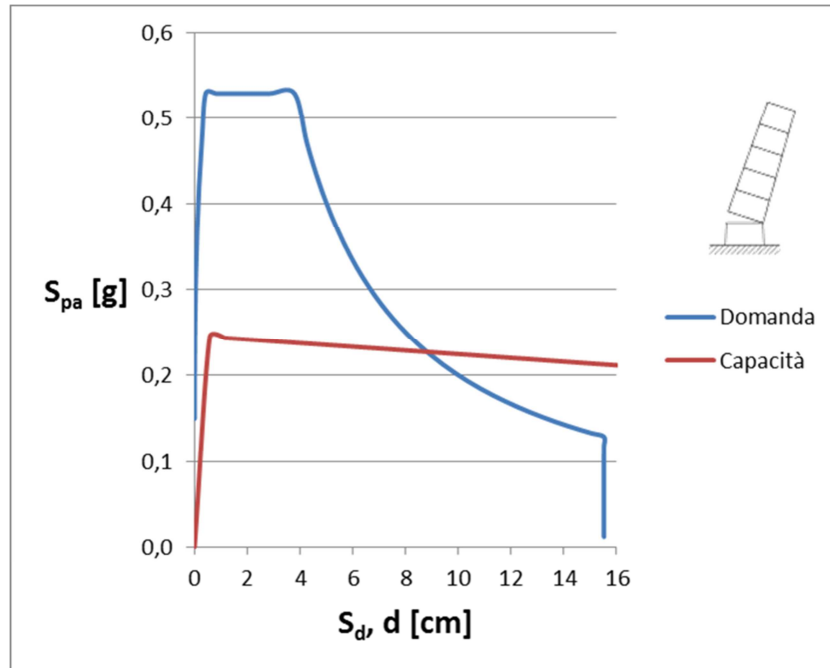


Figura 6.2.7: Comparazione tra la domanda sismica e la curve di capacità nel diagramma ADRS per la configurazione 5/6.

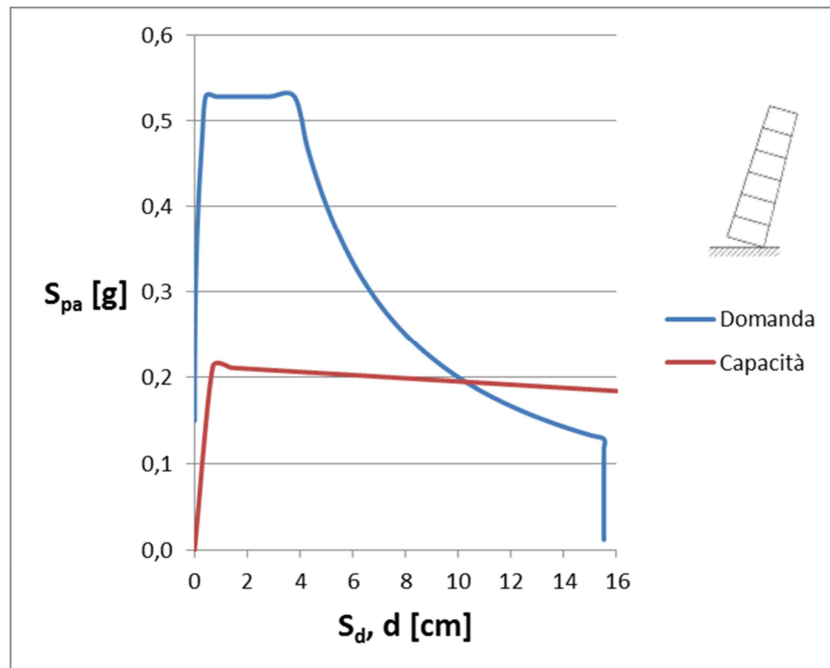


Figura 6.2.8: Comparazione tra la domanda sismica e la curve di capacità nel diagramma ADRS per la configurazione 6/6.

Come si può osservare dai diagrammi precedenti, all'aumentare del numero di rocchi che si mobilitano vi è una riduzione della curva di capacità della struttura e quindi un incremento dello spostamento a cui si attinge il collasso.

6.3. Valutazione preliminare della sicurezza sismica delle colonne.

Come risulta usualmente noto in letteratura, il periodo di oscillazione di un pendolo inverso può essere stimato attraverso la seguente relazione:

$$T = \frac{2\pi}{\omega_0} = 2\pi \sqrt{\frac{h}{g}}$$

dove h è la distanza tra il centro di massa ed il suolo, mentre g rappresenta l'accelerazione di gravità. Pertanto con riferimento al blocco in rotazione il periodo di oscillazione può essere stimato sostituendo ad h la semi diagonale R .

Pertanto, ciascuna configurazione di collasso per ribaltamento nota la lunghezza della semi diagonale R è stato stimato il periodo di oscillazione.

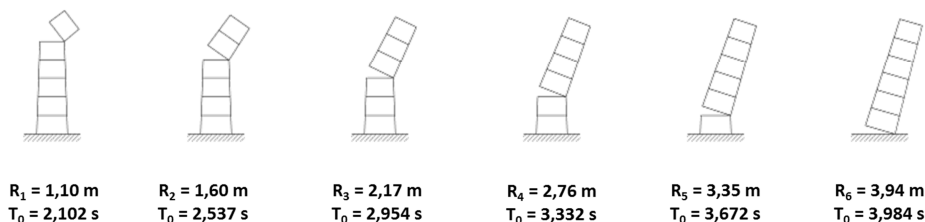


Figura 6.3.1: Determinazione dei periodi di oscillazione per le diverse configurazioni di collasso.

Per ciascuna configurazione di collasso per ribaltamento, noto il periodo di oscillazione, il rapporto tra la metà della lunghezza della base dei blocchi e il massimo spostamento in sommità definisce il fattore di sicurezza. La figura 6.2.2 mostra i risultati globali, evidenziando l'entità dei fattori di

sicurezza (SF) con riferimento allo stato limite di collasso a cui corrisponde un periodo di ritorno di 2475 anni.

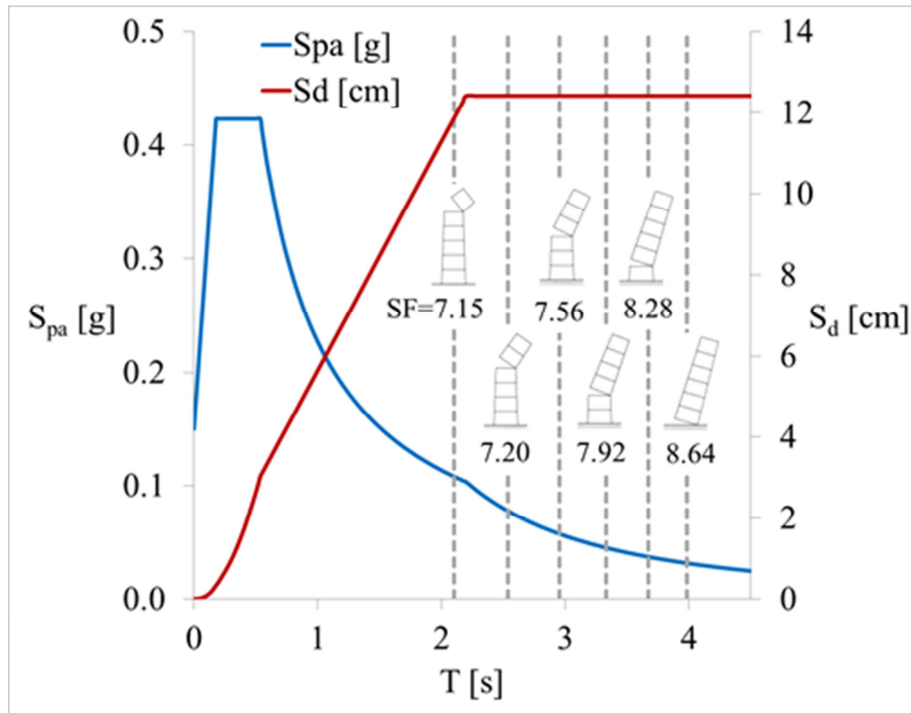


Figura 6.3.2: Fattori di sicurezza preliminari valutati per le colonne del tempio di Nettuno.

Come si può osservare, i fattori di sicurezza valutati in maniera preliminare per i diversi meccanismi di collasso per ribaltamento che possono interessare le colonne del tempio di Nettuno risultano particolarmente elevati, con valori compresi tra 7,15 ed 8,64. Ciò ci permette di comprendere il motivo per il quale tali colonne, costruite circa 2500 anni fa, risultano ancora perfettamente erette e che i danni principali tangibili su tali strutture risultano ad opera di eventi naturali come i fulmini e le saette e, nella peggiore dei casi, purtroppo, risultano di natura antropica.

7. Conclusioni.

La conservazione di architetture monumentali caratterizzate da comportamenti statici e dinamici complessi, quali le strutture costituite da blocchi rigidi, richiede approcci e metodi di analisi avanzati, basati sulla caratterizzazione matematica del reale comportamento non lineare delle parti che lo costituiscono.

Il lavoro ha presentato i risultati di una vasta ricerca sul tempio di Nettuno a Paestum. Gli studi in corso permettono di eseguire modelli numerici del comportamento del blocco rigido sulla base di risultati sperimentali ottenuti da sperimentazioni in sito ed in laboratorio.

In particolare, dalle prove condotte in laboratorio si è potuto constatare che i principali parametri meccanici descrittivi del comportamento dinamico del blocco, ovvero periodo di oscillazione, coefficiente di restituzione e coefficiente di smorzamento equivalente, dipendono, oltre che dalla geometria del blocco stesso, anche dalle condizioni iniziali del moto e soprattutto dalla tipologia di materiale su cui è posto il blocco, in quanto la scabrezza e la rigidità di quest'ultimo influenzano la risposta nel tempo del blocco. Tali osservazioni risultano di particolare importanza, in quanto le formulazioni teoriche descrittive del comportamento dinamico del blocco presenti in letteratura dipendono solo ed esclusivamente dalla geometria del blocco stesso e non fanno alcun riferimento ai materiali del blocco e dalla superficie su cui esso è posto. Si fa presente al lettore che sono in corso prove di rilascio in laboratorio su due e più blocchi sovrapposti al fine di ottenere informazioni sul comportamento dinamico di sistemi costituiti da più blocchi e quindi caratterizzati da più gradi di libertà.

La campagna sperimentale condotta ha consentito di indagare il comportamento dinamico del blocco rigido. Tale conoscenza risulta estremamente fondamentale e di particolare importanza, pertanto solo a valle di essa è possibile intraprendere qualsiasi azione rivolta alla manutenzione ed alla conservazione del bene monumentale costituito da

blocchi rigidi, in quanto una corretta programmazione degli eventuali interventi andrebbe redatta solo a valle di un'analisi finalizzata alla valutazione della stabilità globale e locale del manufatto indagato.

Invece, dalle prove condotte in sito, si sono ottenute importanti informazioni sul sistema di fondazione del tempio che risulta essere costituito da blocchi di travertino posti al di sotto delle colonne del peristilio ed al disotto della cella. Tali informazioni, unitamente a quelle di natura geologica ottenute, risultano fondamentali per il prosieguo della ricerca in previsione di una modellazione integrale del monumento e del suo substrato dal punto di vista del comportamento statico e dinamico dello stesso, ovvero della risposta del monumento alle sollecitazioni sismiche.

In conclusione, caratterizzato il comportamento dinamico del blocco rigido e definite le condizioni geologiche del sito di Paestum, è stato possibile valutare preliminarmente i fattori di sicurezza delle colonne del tempio di Nettuno nei confronti delle azioni sismiche attese mediante l'uso di procedure statiche non lineari, note come analisi push-over.

Dalle analisi effettuate, con riferimento ad eventi sismici caratterizzati da un periodo di ritorno di 2475, si è potuto osservare che i fattori di sicurezza valutati in maniera preliminare per i diversi meccanismi di collasso per ribaltamento che possono interessare le colonne del tempio di Nettuno risultano particolarmente elevati, con valori compresi tra 7,15 ed 8,64. Ciò ci ha permesso di comprendere il motivo per il quale tali colonne, costruite circa 2500 anni fa, risultano ancora perfettamente erette e che i danni principali tangibili su tali strutture risultano ad opera di eventi naturali come i fulmini e le saette e, nella peggiore dei casi, purtroppo, risultano di natura antropica.

Quanto precedentemente esposto rappresenta il primo step di una più ampia campagna di studi e ricerche che sarà condotta dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno il cui obiettivo è quello di individuare un modello numerico ed analitico che consente di descrivere il

comportamento dinamico di strutture monumentali costituite da blocchi rigidi e quindi poter effettuare l'analisi della vulnerabilità sismica di tali opere e quindi definire le eventuali azioni da intraprendere ai fini della manutenzione e conservazione delle stesse.

8. Bibliografia.

- UNESCO (2013). *Managing Cultural World Heritage*. ISBN 978-92-3-001223-6.
- Applied technology Council (1996). *ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Report No. SSC 96-01 November 1996.
- Housner, G. W. (1963). *The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes*. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 53, No. 2, pp. 403-417, February 1963.
- Giannini, R. (1991). *Dinamica delle strutture composte da blocchi*. V National Conference "L'Ingegneria Sismica in Italia", Palermo, 29 September – 2 October, 2: 1121-1137.
- Agno, A. & Sinopoli, A. (1991). *Indagine teorica e sperimentale sul problema dell'urto tra blocchi rigidi*. V National Conference "L'Ingegneria Sismica in Italia", Palermo, September – 2 October, 465-478.
- Aslam, M., Godden, W.G. & Scalise, T. (1980). *Earthquake rocking response of rigid bodies*. J Struct Div-ASCE. 106(ST2): 377-392.
- Blasi, C. & Spinelli, P. (1986). *Un metodo di calcolo dinamico per sistemi formati da blocchi rigidi sovrapposti*. Ingegneria Sismica, 3(1): 12-21.
- Boroschek, R. & Iruretagoyena, A. (2006). *Controlled overturning of unanchored rigid bodies*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35: 695-711.
- Capecchi, D., Giannini, R. & Masiani, R. (1996). *Motion of a rigid body with a rounded base due to harmonic excitation*. International Journal of Non-Linear Mechanics, 31(2): 175-191.
- Decanini, L.D., Masiani, R., Sorrentino, L. & tocci, C. (2006). *Risposta fuori piano di pareti murarie, libere e vincolate in sommità, a settanta segnali naturali*. Progetto di Ricerca ReLUIS, Linea 1, Obiettivo 1.2, Unità 15, allegato 1.
- Decanini, L.D., Masiani, R., Al Shawa, O., Benedetti, S. & Sorrentino, L. (2008). *Prove sperimentali di dondolamento libero di pareti murarie*.

- Rapporto conclusivo progetto di Ricerca ReLUIs, Linea 1, obiettivo 1.2, Unità 15, allegato 4, III anno.
- El Gawady, M.A., Ma, Q., Butterworth, J.W. & Ingham, J. (2011). *Effects of interface material on the performance of free rocking blocks*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 40: 375-392, DOI: 10.1002/eqe. 1025.
- Giannini, R., Giuffrè, A. & Masiani, R. (1986). *La dinamica delle strutture composte di blocchi sovrapposti: studi in corso sulla colonna Antoniana*. VIII Congresso nazionale dell'Associazione Italiana di meccanica Teorica ed Applicata, Torino, 29- Settembre – 3 Ottobre, 1:299-304.
- Giuffrè, A. (1986a). *Studies in progress on the seismic behaviour of the imperial columns in Rome*. VIII European conference on earthquake engineering, Lisbona, 7-12 Settembre, 6:81-91.
- Giuffrè, A. (1986b). *Studies in progress on the seismic behaviour of the imperial columns in Rome*. Università "La Sapienza", Roma, Dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica, collana: "Studi e ricerche sulla sicurezza sismica dei monumenti", n. 5, Settembre.
- Hogan, S.J. (1992). *On the Motion of a Rigid Block, Tethered at one Corner, Under harmonic Forcing*. Proc R Soc Lon Ser-A, 439(1905): 35-45.
- Ishiyama, Y. (1982). *Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10(5): 635-650.
- Liberatore, D., Spera, G., Nigro, D. & D'Alessandro, G. (2001a). *Risposta di blocchi snelli soggetti a un moto sismico alla base*. X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 9-13 September 2001, CD: E201.
- Liberatore, D., Spera, G., Nigro, D. & D'Alessandro, G. (2001b). *Oscillazioni di blocchi snelli: valutazione sperimentale della dissipazione di energia durante gli urti*. X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 9-13 September 2001, CD: E202.
- Papantonopoulos, C., Psycharis, I.N., papastamatiou, D.Y., Lemos, J.V. & Mouzakis, H.P. (2002). *Numerical prediction of the earthquake response*

- of classical columns using the distinct element method*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(9): 1699-1717.
- Minafò, G., Amato, G., Stella, L. (2016). *Rocking behaviour of multi-block columns subjected to pulse-type ground motion acceleration*. The Open Construction and Building Technology Journal, 2016, 10, (Suppl 1: M9) 150-157.
- Dromos, V., Anastasopoulos, I. (2014). *Shaking table testing of multidrum column and portals*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2014, 43:1703-1723.
- Yim, C.S., Chopra, A.K. & Penzien, J. (1980). *Rocking response of rigid blocks to earthquakes*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1980, vol. 8, 565-587.
- Konstantinidis, D. & Makris, N. (2005). *Seismic response analysis of multidrum classical columns*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2005, 34: 1243-1270.
- Clough, R. W. & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures*. Computers and Structures.
- Petti, L., Trillo, C. & Di Mauro, M. (2016). *Heritage and Reconstruction: Different perspectives*. In "Living under Threat of Earthquake – Short and long-term management of earthquake risk and damage prevention in Nepal", Humboldt Kolleg, 19 – 22February 2016, Kathmandu, Nepal Print ISBN 978-3-319-68043-9
- Portioli, F. P. A. & Cascini, L. (2018). *Contact Dynamics of Masonry Block Structures Using Mathematical Programming*. Journal of Earthquake Engineering, vol.22.
- Portioli, F. P. A. & Cascini, L. (2017). *Large displacement analysis of dry-jointed masonry structures subjected to settlements using rigid block modelling*. Engineering Structures, vol.148, pp. 485-496.
- Portioli, F. P. A., Cascini, L., Picone, R., Landolfo, R. (2017). *Rigid block limit analysis applied to archaeological structures: The case study of the Pompeii Civil Forum*. Proc. of the 3rd Int. Conf. on Protection of Historical Constructions (PROHITECH'17), pp. 12-15. Lisbona, 12-15 Luglio 2017. ISBN 978-989-8481-58-0.

- Portioli, F. P. A., Cascini, L., Landolfo, R. (2016). *Rocking response of masonry block structures using mathematical programming*. VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering. Creta, 5-10 Giugno 2016.
- Greco D. (2016). *Seismic behaviour analysis of rigid bodies structures by using tendon system: the Neptune temple of Paestum (Sa)*. Salerno, Italy.
- Sicignano F. (2014). *Problematiche di identificazione delle costruzioni monumentali: il caso del tempio di Nettuno a Paestum*. Salerno, Italy.
- Tortorella E. (2011). *Seismic response control of rigid block systems by using tendon system, the case of greek column*. Salerno, Italy.
- Salsano E. (2012). *Advanced control strategies to improve seismic performance of greek temples: design, numerical modeling and simulation*. Salerno, Italy.
- Obón Santacana F., Dorka U. E., Nguyen C. K. L, Petti L. (2017). *Behaviour of greek columns during earthquakes with and without tendon system*. Lisbon, Portugal
- Tortorella E., Marino I., U. E. Dorka, M. N. Khanlou, Petti L. (2011). *Seismic response control of rigid block systems by using tendon system: The case of greek columns*. WCCE - ECCE - TCCE Joint Conference: Seismic Protection of Cultural Heritage, 31st October - 1st November 2011, Calista Luxury Resort, Antalya, Turkey
- Petti L., Sicignano F., Greco D. (2017). *Dynamic behavior assessment of ancient columns through experimental analysis*. Atti XVII Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia", 17-21 Settembre 2017, Pistoia, pp. 2534-2541.